



**Cláudia Sofia Neves dos Santos**

Licenciada em Engenharia Geológica

## **Reforço de fundações em solos margosos**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Geológica (Geotecnia)

Orientador: Prof. Doutora Ana Paula Fernandes da Silva,  
FCT/UNL

Co-orientador: Mestre Eng.º Alexandre M. G. dos Santos Ferreira,  
DGRM

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho

Arguente: Prof. Doutor Alexandre da Luz Pinto

Vogal: Prof. Doutora Ana Paula Fernandes da Silva



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Setembro 2014**





**Cláudia Sofia Neves dos Santos**

Licenciada em Engenharia Geológica

## **Reforço de fundações em solos margosos**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Geológica (Geotecnia)

Orientador: Prof. Doutora Ana Paula Fernandes da Silva,  
FCT/UNL

Co-orientador: Mestre Eng.º Alexandre M. G. dos Santos Ferreira,  
DGRM

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho

Arguente: Prof. Doutor Alexandre da Luz Pinto

Vogal: Prof. Doutora Ana Paula Fernandes da Silva



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Setembro 2014**

### **Reforço de fundações em solos margosos**

Copyright ©2014: Cláudia Sofia Neves dos Santos, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

## Agradecimentos

À Professora Ana Paula Silva pela orientação e disponibilidade demonstrada durante a realização desta dissertação, bem como pelos ensinamentos partilhados e a amizade ao longo do meu percurso académico. Agradeço, ainda, a confiança e a revisão cuidadosa deste trabalho, que muito valorizo.

Ao Engenheiro Alexandre Santos Ferreira agradeço a orientação, a disponibilidade, o entusiasmo, a paciência imensa e a amizade. Em especial, agradeço a constante motivação e o incentivo ao equilíbrio entre o modo minucioso e de detalhe, e o modo prático e expedito.

À empresa Edifer tenho a agradecer a autorização concedida para a utilização de dados de projecto nesta dissertação. Agradeço, em particular, ao Engenheiro Paulo Gameiro a disponibilidade demonstrada.

Ao Engenheiro Vitor Silva (DEC – FCT/UNL) agradeço o apoio na execução de ensaios de resistência à compressão uniaxial.

Ao antigo Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos (IPTM) e actual Direcção-Geral de Recursos Naturais, Segurança e Serviços Marítimos (DGRM) agradeço a oportunidade de realização do estágio.

Às minhas colegas e amigas Liliana Ribeiro, Cláudia Rocha e Elisabete Dias pela amizade e apoio que sempre demonstraram. Agradeço ainda à Eva Ferreira pelo entusiasmo, incentivo e disponibilidade e à Lúcia Sousa pela revisão e conselhos.

Ao Artur Lopes e aos meus amigos – os de sempre e os recentes – às Ritas, às Inês, às Joanas, às Helenas, às Marias, aos Pedros, a todos agradeço o apoio, o carinho e a paciência.

Para terminar, agradeço aos meus pais. Agradeço sem conseguir expressar, na verdadeira grandeza, o meu reconhecimento pelo amor incondicional que os meus pais têm por mim e por tudo o que isso implica. Agradeço sem encontrar palavras suficientemente grandes, suficientemente capazes de descrever a imensurável gratidão, apreço e estima que sinto por eles. Queridos pais, estão sempre no meu coração. Muito, muito obrigada por tudo.

**Aos meus pais**



## Resumo

Os solos de natureza margosa apresentam, frequentemente, características geotécnicas menos favoráveis para funcionarem como terreno de fundação. Dadas as suas especificidades geotécnicas interessa o seu estudo, bem como, a avaliação da aplicabilidade e adequabilidade de diferentes métodos de reforço aos tipos de terreno em análise, que permitam ultrapassar limitações geomecânicas existentes.

Na presente dissertação visa-se estudar a caracterização geológica-geotécnica de solos de natureza margosa e analisa-los como material de aterro para fundações. Pretende-se, igualmente, abordar as principais técnicas de melhoramento aplicáveis aos terrenos indicados, expondo os aspectos mais relevantes.

Através de um estudo de caso, pretendeu-se analisar a temática escolhida num contexto real. Foi estudado o caso de fundações em aterros margosos que apresentaram comportamentos geotécnicos inadequados e onde foi preconizada a realização de trabalhos de reforço. A obra em estudo está localizada num empreendimento industrial perto de Coimbra e inclui duas ocorrências distintas onde foram implementadas soluções de reforço por *jet grouting*. As singularidades geotécnicas e estruturais de cada caso exigiram a adopção de diferentes abordagens da técnica, designadamente, soluções de *jet grouting* vertical e sub-horizontal. Ambos os casos foram analisados no que diz respeito às suas especificidades construtivas, comportamento geotécnico em fase de construção, soluções de reforço executadas e eficácia na mitigação dos problemas existentes.

**Palavras-chave:** reforço, fundações, margas, *jet grouting*





## Abstract

Marly soils often present less favorable geotechnical characteristics to perform as foundation platform or to be used as building material. Given its geotechnical specificities, the marls characterization is of the most importance, as well as the assessment of the applicability and suitability of ground improvement methods to overcome the geomechanical limitations of these geological materials.

So, this dissertation concerns the geological and geotechnical characterization of marly soils and their evaluation as building materials for embankments. It also intends to address the key ground improvement techniques that may be implemented to the referred materials, enhancing the most relevant aspects.

A case study was used to overview this subject in a real context. It was studied the case of marl embankments designed to perform as foundation platform, where ground reinforcement works were considered due to their inadequate geotechnical behaviour. The referred project is located in an industrial plant near Coimbra and it includes two different situations where *jet grouting* solutions were implemented. The geotechnical and structural specificities of each situation demanded the design of different technical approaches, namely, vertical and sub-horizontal *jet grouting* solutions. Both cases were analyzed regarding each project construction characteristics, the geotechnical behaviour during the construction stage, the executed reinforcement solutions and the effectiveness assessment of the existing problems mitigation.

**Keywords:** reinforcement, foundations, marl, *jet grouting*



# ÍNDICE DE MATÉRIAS

<b>1</b>	<b>Introdução .....</b>	<b>1</b>
1.1	Enquadramento do tema .....	1
1.2	Objectivos e métodos .....	3
1.3	Estrutura da dissertação .....	4
<b>2</b>	<b>Margas: Contextualização no âmbito da geotecnia .....</b>	<b>7</b>
2.1	Caracterização geral .....	7
2.1.1	Propostas de classificação .....	9
2.2	Caracterização do comportamento geotécnico .....	12
2.3	Metodologias de caracterização geotécnica .....	16
2.4	Margas no contexto da geotecnia .....	17
2.4.1	Técnicas de melhoramento e reforço .....	19
2.4.2	Reforço de fundações .....	23
2.4.2.1	Condições e procedimentos prévios ao reforço de fundações .....	23
<b>3</b>	<b><i>Jet grouting</i> no reforço de fundações .....</b>	<b>29</b>
3.1	Enquadramento .....	29
3.2	Descrição da técnica .....	30
3.3	Procedimento executivo .....	31
3.4	Equipamento e materiais .....	32
3.5	Sistemas de <i>jet grouting</i> .....	33
3.5.1	Sistema de jacto simples ou <i>Jet 1</i> .....	33
3.5.2	Sistema de jacto duplo ou <i>Jet 2</i> .....	34
3.5.3	Sistema de jacto triplo ou <i>Jet 3</i> .....	35
3.5.4	Outros sistemas de <i>jet grouting</i> .....	36
3.6	Geometria e orientação .....	40
3.7	Projecto de <i>jet grouting</i> .....	41
3.7.1	Investigação geológica-geotécnica e condicionalismos .....	43
3.7.2	Aplicabilidade .....	44
3.7.3	Concepção da solução .....	45
3.7.4	Metodologia de dimensionamento .....	52
3.8	Controlo de qualidade .....	54
3.8.1	Validação teórica dos pressupostos de pré-dimensionamento .....	54
3.8.2	Testes de campo .....	55
3.8.3	Controlo da execução .....	55
3.8.4	Plano de instrumentação e observação .....	57
3.9	Características mecânicas do material solo-cimento .....	58
3.9.1	Resistência à compressão uniaxial .....	59
3.9.2	Resistência à tracção .....	60
3.9.3	Deformabilidade .....	61

3.10	Vantagens e limitações.....	61
<b>4</b>	<b>Caso de estudo .....</b>	<b>63</b>
4.1	Enquadramento geral .....	63
4.2	Enquadramento geológico .....	64
4.3	Zonamento geotécnico .....	65
4.4	Zona 1.....	67
4.4.1	Aspectos construtivos e de acompanhamento.....	69
4.4.1.1	Construção e controlo do aterro de fundação .....	69
4.4.1.2	Comportamento da fundação e das estruturas construídas .....	70
4.4.1.3	Instrumentação e observação .....	71
4.4.2	Estudo geológico-geotécnico complementar .....	73
4.4.2.1	Sondagens e ensaios SPT .....	74
4.4.2.2	Ensaio laboratoriais .....	75
	Ensaio edométrico.....	78
	Ensaio de resistência ao corte .....	78
4.4.2.3	Discussão das causas do incidente .....	79
4.4.3	Discussão das medidas mitigadoras propostas .....	80
4.4.4	Solução adoptada – colunas de <i>jet grout</i> verticais .....	82
4.4.4.1	Colunas de <i>jet grout</i> de teste .....	84
4.4.4.2	Colunas de <i>jet grout</i> definitivas .....	88
4.4.4.3	Controlo de qualidade .....	91
4.4.5	Comentários finais acerca da solução por colunas de <i>jet grout</i> verticais.....	93
4.5	Zona 2.....	94
4.5.1	Aspectos construtivos e de acompanhamento.....	95
4.5.1.1	Construção e controlo do aterro de fundação .....	95
4.5.1.2	Comportamento da fundação e das estruturas construídas .....	96
4.5.1.3	Instrumentação e observação .....	97
4.5.2	Estudo geológico-geotécnico complementar .....	102
4.5.2.1	Sondagens e ensaios SPT .....	102
4.5.2.2	Ensaio laboratoriais .....	104
	Ensaio de identificação.....	104
	Ensaio edométrico.....	107
	Ensaio de resistência ao corte .....	107
4.5.2.3	Discussão das causas do incidente .....	108
4.5.3	Discussão das medidas mitigadoras propostas .....	109
4.5.4	Solução adoptada – elementos de <i>jet grout</i> sub-horizontais .....	110
4.5.4.1	Trabalhos construtivos preliminares.....	112
4.5.4.2	Elementos de <i>jet grout</i> de teste.....	114
4.5.4.3	Elementos de <i>jet grout</i> sub-horizontais definitivos .....	116
4.5.4.4	Controlo de qualidade .....	119
4.5.5	Análise tensões-deformações por elementos finitos .....	121

4.5.5.1	Análise FEM do terreno sem reforço – enchimento do Digestor 1 .....	123
4.5.5.2	Análise FEM do terreno sem reforço – enchimento do Digestor 2 .....	125
4.5.5.3	Análise FEM do terreno com reforço.....	127
4.5.6	Comentários finais acerca da solução por elementos de JG sub-horizontais.....	130
<b>5</b>	<b>Considerações finais e desenvolvimentos futuros.....</b>	<b>131</b>
	<b>Referências bibliográficas .....</b>	<b>135</b>



# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Proposta de classificação geotécnica de rochas sedimentares carbonatadas .....	10
Figura 2.2 Proposta de classificação de materiais margosos .....	11
Figura 2.3 Degradação da estrutura de fragmentos de marga ( $9\text{mm} \geq D > 4,75\text{mm}$ ) durante um ciclo de molhagem-secagem .....	15
Figura 2.4 Sequência típica de execução de microestacas .....	21
Figura 2.5 Sequência típica de execução de <i>Deep Soil Mixing</i> .....	22
Figura 3.1 Síntese do desenvolvimento da tecnologia de <i>jet grouting</i> .....	30
Figura 3.2 Sequência de execução de colunas de <i>jet grout</i> .....	31
Figura 3.3 Principais equipamentos para a técnica de <i>jet grouting</i> .....	32
Figura 3.4 Representação do sistema de jacto simples .....	34
Figura 3.5 Representação do sistema de jacto duplo (ar) e (água) .....	35
Figura 3.6 Representação do sistema de jacto triplo .....	36
Figura 3.7 Representação dos sistemas <i>Superjet</i> e <i>Cross-jet (x-jet)</i> .....	37
Figura 3.8 Representação dos sistemas <i>RJP</i> e <i>MJS</i> (secção transversal) .....	38
Figura 3.9 Representação do sistema <i>Twin Jet</i> e secção transversal da vara de injeção .....	40
Figura 3.10 Exemplos de geometrias e arranjos para elementos de <i>jet grout</i> .....	40
Figura 3.11 Proposta de resumo da sequência de etapas do projecto de <i>jet grouting</i> .....	42
Figura 3.12 Aplicabilidade de <i>jet grouting</i> versus outros tipos de injeções .....	44
Figura 3.13 Erodibilidade de diferentes tipos de solos .....	45
Figura 3.14 Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes e solos coerentes em função do valor de $N_{SPT}$ .....	47
Figura 3.15 Distribuições geométricas em malha triangular e malha quadrada .....	49
Figura 3.16 Sequências de execução de elementos secantes, em linha e em malha triangular .....	49
Figura 3.17 Resistência à compressão uniaxial do material solo-cimento .....	52
Figura 3.18 Processo de controlo de qualidade do projecto de <i>jet grouting</i> .....	54
Figura 4.1 Extracto da Carta Geológica de Portugal, Folha Norte, escala original – 1:500 000 .....	65
Figura 4.2 Planta da instalação industrial e localização dos trabalhos de prospecção geológica-geotécnica na área da “Central” .....	66
Figura 4.3 Planta de fundação da Zona 1 .....	68
Figura 4.4 Corte transversal, AA’ na Figura 4.3, SW-NE aprox., Zona 1 .....	69
Figura 4.5 Corte longitudinal, BB’ na Figura 4.3, NW-SE aprox., Zona 1 .....	69
Figura 4.6 Aspecto geral da estrutura e assentamentos na Zona 1 .....	70

Figura 4.7 Aspectos de algumas patologias observadas na Zona 1 .....	71
Figura 4.8 Planta à cota 4,0m com localização dos dispositivos de observação na Zona 1 .....	72
Figura 4.9 Deslocamentos registados nos eixos A1 e A11 (Zona 1) antes dos trabalhos de reforço de terrenos .....	73
Figura 4.10 Planta de localização dos trabalhos de prospecção geológica-geotécnica na Zona 1 .....	74
Figura 4.11 Curvas granulométricas das amostras ensaiadas na Zona 1 .....	76
Figura 4.12 Localização das amostras da Zona 1 na Carta de Plasticidade de Casagrande .....	76
Figura 4.13 Comparação das curvas granulométricas das amostras relativas à Zona 1 .....	80
Figura 4.14 Planta com a localização das colunas verticais de <i>jet grout</i> projectadas para a Zona 1 .....	82
Figura 4.15 Corte transversal, AA' na Figura 4.14, direcção SW-NE aprox., com localização das colunas de <i>jet grout</i> projectadas .....	83
Figura 4.16 Corte longitudinal, BB' na Figura 4.14, direcção NW-SE aprox., com localização das colunas de <i>jet grout</i> projectadas .....	83
Figura 4.17 Colunas de teste na Zona 1 .....	86
Figura 4.18 Ensaios de compressão uniaxial em provetes de amostras das colunas de teste de <i>jet grout</i> da Zona 1 .....	86
Figura 4.19 Resultados dos ensaios de compressão uniaxial em provetes de amostras das colunas de teste de <i>jet grout</i> da Zona 1 .....	86
Figura 4.20 Projecção dos valores de resistência à compressão uniaxial obtidos nos ensaios sobre as colunas de teste, no gráfico apresentado em Burke (2004) .....	87
Figura 4.21 Execução das colunas de <i>jet grout</i> : aspecto da sapata após a furação por carotagem .....	88
Figura 4.22 Sequência executiva de coluna de <i>jet grout</i> .....	89
Figura 4.23 Assentamentos registados nos eixos A1 e A11 na Zona A (ATP17 a 19 e ATP20 a 22) .....	93
Figura 4.24 Aspecto geral dos Digestores 1 e 2 na fase inicial de instalação (à esquerda e centro) e na fase final de instalação (à direita) .....	94
Figura 4.25 Planta da Zona 2 e estruturas anexas .....	95
Figura 4.26 Corte AA' na Figura 4.25, direcção SE-NW Zona 2 .....	95
Figura 4.27 Aspectos das patologias observadas na Zona 2 .....	97
Figura 4.28 Localização dos dispositivos de observação na Zona 2 .....	98
Figura 4.29 Deslocamentos registados na base do Digestor 1 (Zona 2) durante os ensaios de estanqueidade .....	99
Figura 4.30 Deslocamentos registados na base do Digestor 2 (Zona 2) durante os ensaios de estanqueidade .....	99
Figura 4.31 Deslocamentos registados pelo inclinómetro I4 no período final dos ensaios de enchimento do Digestor 1 (à esquerda) e Digestor 2 (à direita) .....	100



Figura 4.32 Localização dos dispositivos de observação adicionais na Zona 2 .....	101
Figura 4.33 Planta de localização dos trabalhos de prospecção geológica-geotécnica na Zona 2 .....	102
Figura 4.34 Curvas granulométricas das amostras ensaiadas na Zona 2 .....	106
Figura 4.35 Localização das amostras da Zona 2 na Carta de Plasticidade de Casagrande .....	106
Figura 4.36 Comparação das curvas granulométricas das amostras relativas à Zona 2 .....	109
Figura 4.37 Planta com a localização dos elementos de <i>jet grout</i> sub-horizontais .....	111
Figura 4.38 Corte AA' na Figura 4.37, direcção SE-NW aproximadamente, com localização dos elementos de <i>jet grout</i> projectados .....	111
Figura 4.39 Corte BB' e corte CC' (frente de ataque) na Figura 4.37, direcção SW-NE aproximadamente, com localização dos elementos de <i>jet grout</i> projectados .....	111
Figura 4.40 Aspecto geral da trincheira de ataque na Zona 2 .....	112
Figura 4.41 Campo de testes na Zona 2: A (500x600mm), B (850x900mm) e C (700x700mm) .....	115
Figura 4.42 Ensaio de resistência à compressão uniaxial em provetes de amostras dos elementos de <i>jet grout</i> de teste na Zona 2 .....	115
Figura 4.43 Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial em provetes de amostras dos elementos de <i>jet grout</i> de teste na Zona 2 .....	115
Figura 4.44 Sequência executiva de elementos de <i>jet grout</i> sub-horizontais .....	117
Figura 4.45 Aspecto da frente de trabalho durante o processo de <i>jet grouting</i> .....	118
Figura 4.46 Deslocamentos registados nas marcas topográficas no Corte AA' (Zona 2) .....	119
Figura 4.47 Detecção de calda de cimento à superfície e localização da ocorrência em planta .....	120
Figura 4.48 Localização das marcas de nivelamento de superfície 1 e 5 .....	122
Figura 4.49 Modelo FEM do terreno sem reforço com enchimento total do Digestor 1 .....	123
Figura 4.50 Deslocamento vertical do terreno sem reforço com enchimento total – malha deformada ....	124
Figura 4.51 Deslocamento vertical do terreno sem reforço com enchimento total do Digestor 1 .....	124
Figura 4.52 Deslocamento vertical do terreno sem reforço com enchimento total do Digestor 1 .....	124
Figura 4.53 Modelo FEM do terreno sem reforço com enchimento total do Digestor 2 .....	125
Figura 4.54 Deslocamento vertical do terreno sem reforço com enchimento total do Digestor 2 – malha deformada .....	126
Figura 4.55 Deslocamento vertical do terreno sem reforço com enchimento total do Digestor 2 .....	127
Figura 4.56 Deslocamento vertical do terreno sem reforço com enchimento total do Digestor 2 .....	127
Figura 4.57 Modelo FEM do terreno com reforço com enchimento total dos Digestores 1 e 2 .....	128
Figura 4.58 Deslocamento vertical do terreno com reforço com enchimento total do Digestor 1 e 2 – malha deformada .....	128
Figura 4.59 Deslocamento vertical do terreno com reforço com enchimento total do Digestor 1 e 2 .....	129

Figura 4.60 Deslocamento vertical do terreno com reforço com enchimento total do Digestor 1 e 2 ..... 129

# ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 Algumas definições e propriedades das margas .....	7
Quadro 2.2 Propostas de classificação de materiais margosos.....	10
Quadro 2.3 Proposta de classificação de materiais geológicos em termos de resistência à compressão uniaxial.....	12
Quadro 2.4 Técnicas de reforço de terrenos .....	20
Quadro 3.1 Aplicabilidade tendencial dos três principais sistemas de <i>jet grouting</i> a solos coesivos e incoerentes considerando os valores de $N_{SPT}$ .....	46
Quadro 3.2 Diâmetros expectáveis das colunas em função da granulometria do solo e do sistema de <i>jet</i> .....	47
Quadro 3.3 Valores típicos dos parâmetros executivos dos sistemas de <i>jet grouting</i> correntes .....	50
Quadro 3.4 Valores de referência de uso de cimento e calda de cimento.....	51
Quadro 3.5 Requisitos e estudos necessários ao projecto de <i>jet grouting</i> no âmbito do reforço.....	53
Quadro 3.6 Controlo dos parâmetros de <i>jet grouting</i> .....	56
Quadro 3.7 Exemplos de instrumentos de observação geotécnica e respectivas funções.....	58
Quadro 3.8 Propostas de resistência à compressão uniaxial da mistura solo-cimento pelo sistema de <i>jet</i> simples, em função do tipo de solo.....	59
Quadro 3.9 Propostas de resistência à compressão uniaxial da mistura solo-cimento em função do tipo de solo .....	59
Quadro 3.10 Propostas de resistência à compressão uniaxial da mistura solo-cimento pelo sistema de <i>jet</i> duplo e triplo, em função do tipo de solo .....	60
Quadro 3.11 Propostas de resistência à compressão uniaxial da mistura solo-cimento em função do tipo de solo e tipo de sistema de <i>jet grouting</i> .....	60
Quadro 3.12 Propostas de resistência à tracção da mistura solo-cimento em função do tipo de solo .....	61
Quadro 3.13 Propostas de módulo de deformabilidade em função do tipo de solo .....	61
Quadro 3.14 Algumas vantagens e limitações da técnica de <i>jet grouting</i> .....	62
Quadro 4.1 Parâmetros geotécnicos sugeridos para a zona da “Central” .....	67
Quadro 4.2 Síntese de resultados dos ensaios laboratoriais sobre a amostra de referência para a Zona 1 e Zona 2.....	69
Quadro 4.3 Resultados dos ensaios SPT realizados nos furos das sondagens S1 e S3, campanha de prospecção geológica-geotécnica de 2011.....	74
Quadro 4.4 Síntese de resultados dos ensaios de identificação das amostras ensaiadas da Zona 1 (sondagens S1 e S3) .....	75
Quadro 4.5 Tendências de comportamento dos materiais da Zona 1 classificados pela USCS .....	77
Quadro 4.6 Relações entre os limites de consistência e a expansibilidade expectável.....	78

Quadro 4.7 Síntese dos resultados dos ensaios laboratoriais das amostras recolhidas na Zona 1 .....	78
Quadro 4.8 Síntese dos resultados dos ensaios de corte directo e triaxiais consolidados não drenados das amostras recolhidas na Zona 1 .....	79
Quadro 4.9 Parâmetros mecânicos mínimos para o projecto das colunas de <i>jet grout</i> .....	84
Quadro 4.10 Parâmetros executivos adoptados para o sistema de <i>jet grouting</i> para as colunas de teste .....	85
Quadro 4.11 Resultados dos ensaios de compressão uniaxial em provetes de amostras das colunas de ensaio de <i>jet grout</i> da Zona 1 (provetes ensaiados aos 14 dias) .....	87
Quadro 4.12 Parâmetros de execução adoptados nos trabalhos na Zona 1 .....	90
Quadro 4.13 Resultados dos ensaios SPT realizados nos furos das sondagens S4, S8 e S9, campanha de prospecção de 2011 .....	103
Quadro 4.14 Síntese de resultados dos ensaios de identificação das amostras ensaiadas da Zona 2 (sondagens S4, S8 e S9) .....	105
Quadro 4.15 Tendências de comportamentos dos materiais da Zona 2 classificados pelo Sistema Unificado .....	107
Quadro 4.16 Síntese dos resultados dos ensaios laboratoriais das amostras recolhidas da Zona 2 – sondagens S4, S8 e S9 .....	107
Quadro 4.17 Síntese dos resultados dos ensaios de corte directo e triaxiais consolidados não drenados das amostras recolhidas na Zona 2 .....	108
Quadro 4.18 Parâmetros de execução adoptados nos elementos de teste na Zona 2 .....	114
Quadro 4.19 Resultados dos ensaios de compressão uniaxial (RCU) em provetes amostras dos elementos de <i>jet grout</i> de teste na Zona 2 (provetes ensaiados a > 28 dias) .....	116
Quadro 4.20 Parâmetros de execução adoptados nos trabalhos na Zona 2 .....	117
Quadro 4.21 Propriedades dos materiais consideradas na análise FEM .....	121

## SIGLAS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
AEC	Antes da Era Comum
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CDR	Combustíveis derivados de resíduos
CPT	<i>Cone Penetrometer Test</i>
DCT	Departamento de Ciências da Terra
E	Especificação
EC	Era Comum
EC7	Eurocódigo 7 - Projecto Geotécnico (NP EN 1997-1, 2010)
ECM	<i>Equivalent Column Method</i>
EDTA	Ácido etilenodiaminotetracético
<i>e.g.</i>	<i>exempli gratia</i> – por exemplo
<i>et al.</i>	<i>et alii</i> – e outros
ETAR	Estação de tratamento de águas residuais
FCT/UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia/ Universidade Nova de Lisboa
FEM	<i>Finite Elements Model</i>
FRS	<i>Fiber Reinforceded Soils</i>
h/d	Relação altura/diâmetro
ICOLD	International Commission on Large Dams
ISSMGE	<i>International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering</i>
ISRM	<i>International Society for Rock Mechanics</i>
<i>i.e.</i>	<i>id est</i> – isto é
JG	<i>Jet grouting</i>
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LCPC	<i>Laboratoire Central des Ponts e Chaussées</i>
MSE	<i>Mechanically stabilized earth structures</i>
MT	Melhoramento de terrenos
NP	Norma portuguesa
<i>op. cit.</i>	<i>opus citatum</i> – obra citada
PIO	Plano de Instrumentação e Observação
RCU	Resistência à compressão uniaxial
RSU	Resíduos sólidos urbanos
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
TC	<i>Technical Committee</i>
TMB	Unidade de Tratamento Mecânico e Biológico
USA	<i>United States of America</i>
USDA	<i>United States Department of Agriculture</i>
USCS	<i>Unified Soil Classification System</i>
ZG	Zona Geotécnica



# SÍMBOLOS

## Alfabeto Latino

$c$	Coesão
$c'$	Coesão efectiva
$\text{CaCO}_3$	Carbonato de cálcio
$C_e$	Índice de expansibilidade
$C_c$	Índice de compressibilidade unidimensional
$\text{CO}_2$	Dióxido de carbono
$D$	Diâmetro
$D_{\max}$	Diâmetro máximo
$E_{\text{jet}}$	Energia potencial
$E$	Módulo de deformabilidade
$E's$	Módulo de deformabilidade
$H$	Horizontal
$IP$	Índice de plasticidade
$LL$	Límite de liquidez
$LP$	Límite de plasticidade
$N_{\text{res}}$	Carga máxima em serviço
$N_{\text{SPT}}$	Resultado do ensaio SPT
$ZG$	Zona Geotécnica
$V$	Vertical
$W_{\text{opt}}$	Teor óptimo em água

## Alfabeto Grego

$\varepsilon$	Deformação
$\sigma_c$	Resistência à compressão uniaxial
$\sigma_r$	Tensão de rotura
$\gamma$	Peso volúmico
$\gamma_{\text{dmax}}$	Peso volúmico seco máximo
$\varphi$	Ângulo de atrito interno
$\varphi'$	Ângulo de atrito interno em tensões efectivas
$\nu$	Coefficiente de Poisson





# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento do tema

A satisfação das necessidades colectivas de desenvolvimento social e económico compreende, por um lado, solicitações crescentes em termos de terrenos e materiais de construção, e das exigências de funcionalidade e segurança das construções mas, por outro, encontra limitações na disponibilidade de recursos com boas condições geotécnicas ou de utilização mais fácil devido à ocupação prévia e/ou degradação ambiental.

Da tendência da sociedade actual para uma maior valorização de soluções técnicas sustentáveis, que conciliem vantagens técnicas, económicas e ambientais, resulta o esforço por otimizar os recursos existentes seja pela qualificação de terrenos como as zonas industriais ou de “aterros” – os *brownfield sites*, como designados na bibliografia anglo-saxónica – pelo uso de materiais geológicos geotecnicamente menos aptos (*e.g.* em aterros) ou por outras abordagens responsáveis.

Nessa perspectiva, as técnicas de melhoramento de terrenos apresentam um grande interesse dado que possibilitam mitigar ou eliminar grande parte dos factores geotécnicos e geoambientais que, anteriormente, poderiam restringir as opções tanto em relação ao uso dos terrenos *in situ*, como à reutilização de materiais dos locais dos empreendimentos ou das imediações.

Embora muitas das técnicas e dos conceitos sejam aplicados desde há milénios, *e.g.* mistura de fibras vegetais com lama na região da Mesopotâmia (AEC), inclusões de madeira na China (3000-2000 AEC) ou mistura de cal com solo em Roma (600 EC) (Nicholson, 2014), outras surgiram mais recentemente e, no conjunto, têm verificado um desenvolvimento significativo nas últimas décadas (Mitchell & Jardine, 2002; Chu *et al.*, 2009; Schaefer *et al.*, 2012; Huybrechts & Denies, 2013).

Esta tendência decorre, entre outros factores, da evolução das tecnologias, dos equipamentos, do surgimento de novos materiais, dos avanços na compreensão do comportamento geotécnico dos diversos tipos de solo e do aumento das exigências geotécnicas dos projectos de engenharia civil ou ambiental. Com frequência as soluções de melhoramento de terrenos constituem alternativas económicas e com impacto ambiental reduzido em relação a outras mais tradicionais (Nicholson, 2014). De facto, são conhecidos inúmeros exemplos de sucesso e existe uma confiança crescente nos resultados alcançáveis pela adequada aplicação das

técnicas e na sua integração, isolada ou em acção conjunta, nos projectos de construção (Mitchell & Jardine, 2002).

No domínio do melhoramento de terrenos podem ser consideradas diferentes abordagens, dependendo da finalidade a atingir: tratamento, melhoramento e reforço (ASCE, 1997)<sup>1</sup>. A abordagem visada nesta dissertação – reforço – consiste na criação *in situ* de um sistema de solo reforçado através da inserção orientada de inclusões de modo a melhorar as características resistentes do terreno como um todo (Terashi & Juran, 2000), sem alterar necessariamente a propriedades do solo e/ou conferir estabilidade lateral (Schaefer *et al.*, 2012). Conforme o objectivo visado, a intervenção actua de forma a suportar parte dos esforços transmitidos ao terreno, *e.g.* tensão, compressão, momentos flectores ou a sua combinação (Terashi & Juran, 2000) durante a vida útil da obra, em soluções permanentes, ou durante um período temporário, como resposta a alterações pontuais das condições no local ou na proximidade. Estas intervenções podem ser aplicadas no reforço de fundações, na estabilização de aterros não controlados, taludes, zonas de movimentos de massa, entre outros.

De entre os vários métodos que permitem o reforço de terrenos referem-se a “terra armada” (MSE – *Mechanically Stabilized Earth Structures*), as ancoragens, as pregagens, as microestacas, as colunas (colunas de brita, colunas ou estacas reforçadas por geossintéticos, *jet grouting* e outras), o reforço por adição de fibras (FRS – *Fiber Reinforced Soils*), os aterros suportados por colunas com plataformas de transferência de carga e os aterros reforçados por geossintéticos (ASCE, 1997; Terashi & Juran, 2000; Schaefer *et al.*, 2012).

A escolha da solução técnica para um dado objectivo de reforço (ou outro melhoramento) considera factores técnicos, de exequibilidade e de segurança referidos no Eurocódigo 7 – EC7 (NP EN 1997-1, 2010) e salientados por autores como Nicholson (2014), por exemplo. Assim, devem ser tidas em conta a adequabilidade do método às condições do terreno (características geotécnicas do material), a localização, área e profundidade de terreno a tratar, a disponibilidade de materiais e equipamentos, a competência técnica e experiência local, os

---

<sup>1</sup> Existem múltiplas possibilidades de categorização das técnicas de melhoramento de terrenos. Designadamente, no relatório sobre o estado da arte de Terashi & Juran (2000), os autores retomaram a classificação proposta por Mitchell (1981) em que as técnicas referidas são divididas, pelo princípio do método, em seis categorias (compactação, consolidação/drenagem, injeções, estabilização por ligantes, estabilização térmica e reforço) e acrescentaram uma nova categoria: substituição. Existe, também, a proposta de classificação do TC17 que é baseada nas características do terreno e no uso, ou não, de ligantes, com as seguintes categorias (e métodos): (A) Melhoramento de terrenos (MT) incoerentes (ou aterros) sem mistura de ligantes, (B) MT coesivos sem mistura de ligantes, (C) MT com ligantes ou inclusões, (D) MT com ligantes do tipo calda e (E) “Reforço de terrenos” (*Earth reinforcement*) (Chu *et al.*, 2009). Refira-se que esta última classificação tem sido a adoptada pela Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ISSMGE) nos relatórios de síntese dos Grupos de Trabalho do Comité Técnico, nomeadamente, o TC211 - *Ground Improvement* que sucede ao TC17 (Huybrechts & Denies, 2013).

efeitos no meio ambiente, os riscos associados, entre outros. Além do mais, a escolha depende dos factores económicos, ou seja, depende em grande medida da relação custo/benefício associada à utilização do método de reforço. Atendendo aos diversos factores e condicionalismos inerentes a cada obra, depreende-se que nem todos os métodos atrás referidos permitem servir todo tipo de situações e terrenos.

Importa, assim, analisar as possibilidades técnicas que possam responder adequadamente a casos mais específicos como o da utilização das margas em projectos de Engenharia. Estes materiais geológicos são considerados, em geral, como geotecnicamente menos aptos pelo que poderão beneficiar da implementação de soluções de melhoramento de terrenos. Tipicamente, apresentam comportamentos evolutivos, perante determinadas condições, com resultados adversos em termos de resistência e compressibilidade (Cardoso & Alonso, 2007). Podem ainda apresentar carácter expansivo, entre outras propriedades geotécnicas avaliadas, em geral, como menos favoráveis.

As características inerentes à natureza dos materiais margosos não constituem só por si um impedimento à sua utilização em trabalhos de engenharia, como a criação de plataformas de fundação, a abertura de túneis, a criação de taludes ou outros. Contudo, para a sua viabilização importa a realização de uma caracterização geotécnica cuidada, por forma a definir adequadamente os métodos construtivos a utilizar e avaliar a necessidade da modificação controlada das suas propriedades geomecânicas ou de uma intervenção que melhore o comportamento global do terreno. Considerando que a implementação de acções de melhoramento (ou reforço) pode tornar estes materiais, à partida inaptos, em recursos úteis, interessa analisar a aplicabilidade de diferentes técnicas disponíveis com vista a esse objectivo.

## 1.2 Objectivos e métodos

A presente dissertação insere-se no âmbito do curso de Mestrado em Engenharia Geológica – Geotecnia da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Lisboa e refere-se à temática das intervenções de reforço em terrenos de natureza margosa.

A metodologia de estudo utilizada incluiu a pesquisa e consulta bibliográfica relevante sobre a caracterização do material margoso e o seu comportamento como terreno de fundação e como material de construção. Incluiu, igualmente, a pesquisa e consulta de bibliografia sobre as principais técnicas de reforço de terrenos aplicáveis a esses materiais, expondo os aspectos mais relevantes. Neste enquadramento, o método de *jet grouting* foi abordado de modo mais detalhado, visto ter sido seleccionado como opção técnica para o reforço de fundações no caso de estudo discutido.

Este compreendeu a análise de um projecto real de um empreendimento industrial onde foram construídos aterros controlados para funcionarem como plataforma de fundação das estruturas planeadas, que incluíram o uso de materiais margosos. São, assim, discutidas duas situações distintas em que os aterros descritos apresentaram comportamentos inadequados para o fim a que foram projectados e onde foi necessária a realização de intervenções de reforço não previstas inicialmente.

Da análise do caso de estudo apresentado nesta dissertação decorreu a elaboração de três artigos científicos publicados em congressos internacionais, mais especificamente, no ICGI 2012 – *International Conference on Ground Improvement and Ground Control* realizado em Wollongong, Austrália (Santos & Santos Ferreira, 2012) e os restantes na *2nd International Conference on Geotechnics for Sustainable Development* – Geotec Hanoi 2013, Hanoi, Vietnam (Santos *et al.*, 2013a e b).

### 1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação está organizada em cinco capítulos:

No **Capítulo 1** é feito o enquadramento do trabalho e são definidos os objectivos propostos. Faz-se ainda uma breve descrição do modo como o documento se encontra estruturado.

No **Capítulo 2** apresenta-se uma caracterização geral dos solos de natureza margosa incluindo aspectos relacionados com o seu comportamento geotécnico e com a sua utilização como no âmbito da Engenharia. É, ainda, referida a problemática do reforço de terrenos de fundação e são descritas algumas das técnicas de reforço de fundações aplicáveis a solos margosos e a aterros construídos com esses materiais, indicando os aspectos mais significativos.

O **Capítulo 3** compreende uma revisão da técnica de *jet grouting* no âmbito do reforço de fundações. São expostos aspectos gerais da técnica, bem como, as diferentes etapas do projecto de *jet grouting*, do controlo de qualidade e os resultados expectáveis.

No **Capítulo 4** é apresentado o caso de estudo onde, primeiramente, é enquadrada a empreitada no que respeita ao projecto geral e são distinguidas as duas situações particulares em análise. Em seguida, para cada uma das situações é feita referência aos aspectos relacionados com a execução do projecto inicial em termos de trabalhos de compactação e parâmetros geotécnicos. Neste contexto são, igualmente, abordados o sistema de observação e os procedimentos de controlo de qualidade implementados. É feita uma análise crítica às opções de reforço de fundações propostas. Discute-se também a adequação e competência das soluções técnicas adoptadas face aos resultados da intervenção. Em particular, para a segunda situação estudada, devido à sua maior complexidade, é realizada uma análise pelo

método dos elementos finitos (FEM) cujos resultados são comparados com os valores registados pela observação topográfica da empreitada.

No **Capítulo 5** apresentam-se as considerações finais e sugerem-se possíveis desenvolvimentos de trabalhos futuros.

Por fim são apresentadas as referências bibliográficas consultadas para a elaboração desta dissertação.



## 2 MARGAS: CONTEXTUALIZAÇÃO NO ÂMBITO DA GEOTECNIA

### 2.1 Caracterização geral

O termo marga é utilizado para designar um material geológico que corresponde a uma combinação de argila e carbonato de cálcio, como definem Barth *et al.* (1939), Terzaghi & Peck (1967), Pettijohn (1975), McCarthy (1982) e Mitchell (1985) in Ouhadi & Athoughalandari (2011), entre outros, que pode exibir diferentes graus de cimentação. Esta é uma descrição genérica e simplificada para um material heterogéneo na sua origem, composição e propriedades e que, sob a mesma designação, assume definições distintas de acordo com diferentes autores.

Sintetizam-se no Quadro 2.1 um conjunto de definições e propriedades atribuídas às margas reunidas por Ahmed (1995), Sadrekarimi *et al.* (2006), entre outros. Das informações expostas é possível confirmar que estas definições, essencialmente petrográficas, não reúnem, em pleno, o consenso geral. Mesmo em termos da terminologia usada para estes materiais existem algumas divergências. Designadamente, no âmbito da sedimentologia, Donovan & Pickerill (2013) discutem este tema, consideram que a definição composicional de *marl* e *marlstone* da bibliografia anglo-saxónica continua mal delimitada e distinguem os referidos termos com os significados de depósito não litificado e rocha, respectivamente.

Quadro 2.1 Algumas definições e propriedades das margas  
(Ahmed, 1995; Sadrekarimi *et al.*, 2006 e Boudlal *et al.*, 2014)

AUTOR	DEFINIÇÃO E PROPRIEDADES
Barth <i>et al.</i> (1939); Pettijohn (1975)	Rocha que contém uma percentagem de 35 a 65% de carbonato e um conteúdo complementar de argila.
Terzaghi & Peck (1967)	Termo abrangente usado para definir argilas calcárias de origem marinha, rijas a muito rijas, de cor esverdeada.
Delahaye & Le Roux (1975)	Rocha mais ou menos carbonatada, coesa e friável no estado seco podendo evoluir para um comportamento plástico na presença de água e contendo entre 10 a 90 % de argila.
Fooks & Higginbottom (1975)	<i>Marl</i> , na bibliografia anglo-saxónica, é uma simples mistura binária de argila e carbonato de cálcio, enquanto <i>marlite</i> ou <i>marlstone</i> , na bibliografia anglo-saxónica, são os materiais litificados equivalentes.
Mitchell, J. (1993)	Varia desde carbonato de cálcio relativamente puro a uma mistura de carbonato de cálcio com finos e matéria orgânica formado por processos bioquímicos.
McCarthy (1977; 1982)	Calcário brando.

Quadro 2.1 Definições e propriedades das margas  
(Ahmed, 1995; Sadrekarimi *et al.*, 2006 e Boudlal *et al.*, 2014) (continuação)

AUTOR	DEFINIÇÃO E PROPRIEDADES
Challinor (1978)	Rocha que contém minerais argilosos e aragonite ou calcite, geralmente em conjunto com componentes acessórios como silte, em quantidade inferior.
Herauld <i>et al.</i> (1978 <i>in</i> Pejon <i>et al.</i> , 1997)	Rochas de composição compreendida entre o calcário e a argila (10 a 90% de carbonatos) e que apresentam, em geral, um comportamento evolutivo na presença de água.
Saudi-ARAMCO (1978)	Calcário brando contaminado com quantidades variáveis de argila.
Sowers & Sowers (1979)	Depósitos em meio aquoso de areia, silte ou argila contendo carbonato de cálcio.
Akili (1980)	Mistura binária de carbonato de cálcio e argila.
Bates & Jackson (1980)	<i>Marlstone</i> é um termo geral que se refere a uma mistura de carbonato e rocha clástica de grão fino sem limites específicos nas proporções relativas de cada ou dos vários componentes. Se outro material for parte integrante é usado um termo qualificativo apropriado ( <i>e.g.</i> arenoso).
Blyth & de Freitas (1985)	Rocha sedimentar detrítica fina ( <i>mudstone</i> na terminologia anglo-saxónica) carbonatada.
McLean & Gribble (1985)	Solos carbonatados friáveis depositados em lagos de água doce.
Mitchel, R. S. (1985)	Material calcário brando rico em argila, muitas vezes escassamente consolidado, podendo conter fragmentos visíveis de rochas detríticas finas ( <i>shales</i> na terminologia anglo-saxónica).
Qahwash, A. A. (1989)	Sedimento calcário com 55 a 80% de carbonato.
Aiban (1994)	Sedimentos calcários de grão fino.
Pejon <i>et al.</i> (1997)	Rocha sedimentar composta por carbonato de cálcio – $\text{CaCO}_3$ (principal componente do calcário) e por argila em quantidades mais ou menos equivalentes (35% a 65 %). As margas são intermédias entre os calcários e as argilas.
Donovan & Pickerill (2013)	<i>Marl</i> é um depósito não litificado e <i>marlstone</i> é uma rocha.

Além dos elementos constituintes já referidos, tal como os calcários, as margas podem conter outros elementos acessórios como quartzo, mica, pirite, gesso (Delahaye & Le Roux, 1975), fósseis ou outros. Boudlal *et al.* (2014) descrevem as margas como materiais brandos, finamente porosos, friáveis quando secos e plásticos quando humedecidos, à semelhança das argilas. Acrescem que, ao contrário das argilas, fazem efervescência com os ácidos devido à presença de calcário, podendo este ser um meio expedito para a sua identificação.



No que diz respeito à génese, as margas são materiais de natureza sedimentar formados em meio aquoso, podendo ser associadas a regimes regressivos, e resultam da deposição simultânea de material calcário e argiloso (Blyth & de Freitas, 1985 *in* Ahmed, 1995). Segundo Delahaye & Le Roux (1975), a sua origem pode ser considerada detrítica ou química, conforme a génese predominante das argilas na sua constituição. Os mesmos autores explicitam que a origem detrítica corresponde ao caso de se tratar de argilas herdadas, ou seja, argilas decorrentes da desagregação de outras rochas preexistentes, que se mantêm praticamente inalteradas até à sua deposição na bacia de sedimentação; e a origem química corresponde às argilas geradas num solo e onde se combinam minerais de argila herdados e de neoformação, estes últimos resultantes da precipitação de iões em solução nas águas, durante as etapas químicas do ciclo sedimentar.

### 2.1.1 Propostas de classificação

Existem diferentes propostas de classificação de carácter petrográfico dos materiais margosos. Algumas baseiam-se, essencialmente, nos teores em argila ou em carbonato ( $\text{CaCO}_3$ ) (Pejon *et al.*, 1997; Boudlal *et al.*, 2014) e outras nas proporções relativas dos mesmos componentes (Meléndez & Fúster, 1980; Barth *et al.*, 1939 *in* Ouhadi & Yong, 2001; McLean & Gribble, 1985 *in* Ahmed, 1995) (Quadro 2.2).

Outras classificações propõem a inclusão da fase arenosa/siltosa, além das fases carbonatada e argilosa. Designadamente, Dearman (1981 *in* Fell *et al.*, 2005) classifica as margas de acordo com a percentagem de carbonato e a granulometria predominante dos materiais detríticos (Figura 2.1). De notar que, o autor enquadra as margas no contexto geral das rochas sedimentares carbonatadas, enquanto outras referências bibliográficas integram-nas no grupo das rochas sedimentares argilosas, o que revela alguma ambivalência neste tema.

Ouhadi & Yong (2001) sugerem a extensão da classificação comum de materiais margosos para que tenha necessariamente em conta a natureza das argilas e a percentagem de silte ou areia, e resumiram-na num diagrama triangular (Figura 2.2). Nesse estudo é salientada a importância de distinguir o tipo de minerais argilosos presentes. Considera-se ainda que a fracção argilosa é, geralmente, composta por paligorskite ou sepiolite<sup>2</sup> (argilas fibrosas) e que a presença destes minerais, em conjunto com o carbonato, origina um comportamento distinto de outras misturas de argila-carbonato.

---

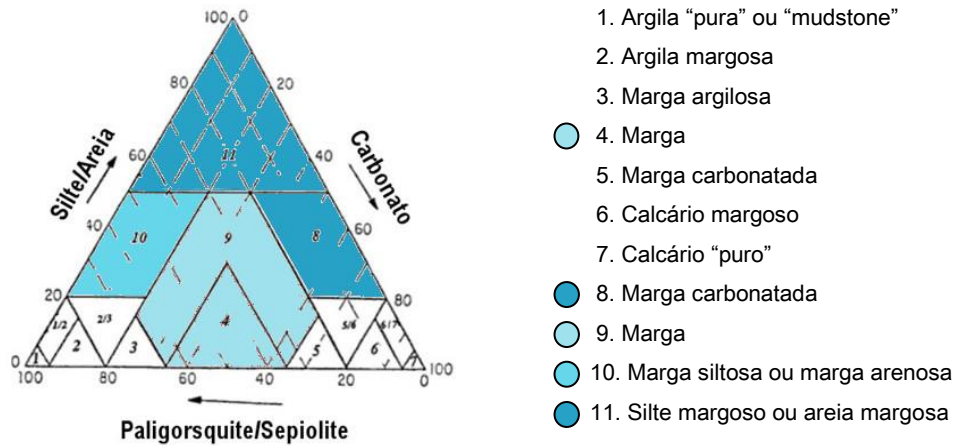
<sup>2</sup> A assunção da predominância destes minerais argilosos advém de literatura da especialidade referente a margas provenientes do Golfo Pérsico, da região da Virgínia (USA) e de várias regiões do Canadá e da Rússia. Não obstante os múltiplos casos citados, a validade desta última inferência pode ser questionada.

Quadro 2.2 Propostas de classificação de materiais margosos

a) em termos de teor em argila ou em CaCO <sub>3</sub>		b) em termos de teor em argila e em CaCO <sub>3</sub>	
CLASSIFICAÇÃO DE Jung <i>in</i> Boudlal <i>et al.</i> ( 2014)		CLASSIFICAÇÃO DE Barth <i>et al.</i> (1939) <i>in</i> Ouhadi & Yong, 2001) E McLean & Gribble (1985) <i>in</i> Ahmed, 1995)	
%argila	%CaCO <sub>3</sub>	%argila	%CaCO <sub>3</sub>
5	10	5	95
Calcário	Argila ou silte	Calcário "puro"	
Calcário margoso	Argila ou silte margoso	Calcário margoso	
35	30	20	80
Marga	Marga	Marga calcária	
65	70	35	65
Argila calcária	Calcário margoso	Marga	
95	90	65	35
Argila	Calcário	Marga argilosa	
		80	20
		Argila margosa	
		95	5
		Argila "pura"	

Figura 2.1 Proposta de classificação geotécnica de rochas sedimentares carbonatadas  
(adaptado de Dearman, 1981 *in* Fell *et al.*, 2005)

		% CARBONATO			
		0	10	50	90 100
GRANULOMETRIA PREDOMINANTE (mm)		Calcário			
	2	Conglomerado	Conglomerado calcário	Calcário conglomerático	Calcirudito
	0.06	Arenito	Arenito calcário	Calcário arenoso	Calcarenito
	0.002	"mudstone"	Siltito	Calcário siltoso	Calcisiltito
			Argilito	Calcário argiloso	Calculutito
		Marga			



Nota: As designações 1 a 7 correspondem às definições propostas por Fookes & Higginbottom (1975) *in op. cit.*

Figura 2.2 Proposta de classificação de materiais margosos (adaptado de Ouhadi & Yong, 2001)

Com base neste diagrama, Ouhadi & Yong (2001) apontam tendências de comportamento, designadamente, sugerem que os materiais das regiões 11 (silte margoso ou areia margosa) e 8 do diagrama apresentam um potencial de colapso elevado; os materiais da região 10 (marga siltosa ou marga arenosa), cujo conteúdo em argila é superior a 30%, têm tendência expansiva; e os materiais das regiões 4 (margas propriamente ditas) e 9 apresentam comportamentos de transição entre o expansivo e a propensão ao colapso.

Numa análise geral das classificações de natureza petrográfica apresentadas verifica-se que, de modo análogo às definições enunciadas na Secção 2.1, estas reflectem alguma divergência em relação aos intervalos das percentagens dos elementos constituintes e às correspondentes designações. A importância da adopção (universal) de classificações cientificamente válidas e inequívocas é sublinhada pelas vantagens da normalização da linguagem entre os utilizadores. Neste contexto, Boudlal *et al.* (2014) sugere que, na prática geotécnica, o termo marga possa ser alargado aos materiais carbonatados com conteúdo em argila entre 10 a 90% que façam efervescência com ácido clorídrico diluído a frio. Todavia, nessa circunstância, numa primeira abordagem, interessa sobretudo a possibilidade de obter, de forma expedita, indicações sobre o desempenho dos materiais a partir das proporções das fracções presentes, já que as classificações geotécnicas mais usadas não referem nem o tipo de minerais argilosos nem o conteúdo em carbonato. Salienta-se, assim, o interesse em prosseguir o trabalho realizado por Ouhadi & Yong (2001), por forma a compreender se na presença de minerais argilosos distintos da paligorskite ou sepiolite os padrões de comportamento persistem ou sofrem alterações.

Numa outra perspectiva de classificação, as margas são consideradas intermédias entre os solos e as rochas, da categoria dos solos rijos ou rochas brandas, visto que as suas

características mecânicas são enquadráveis nos critérios genéricos destes conceitos, ou seja, baixa resistência ( $< 20\text{MPa}$ ) e deformabilidade elevada.

Existe uma divergência no que diz respeito à definição de uma fronteira clara entre as propriedades das rochas brandas e os solos coesivos rijos (Maranha das Neves, 1998), que é fundamentalmente dependente dos critérios adoptados pelos sistemas de classificação (Pinho, 2003)<sup>3</sup>. Assim, a Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM) toma como referência o valor da resistência à compressão uniaxial  $\sigma_c$ , e, de acordo com Maranhã das Neves (1998), podem ser utilizados os intervalos de valores indicados no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 Proposta de classificação de materiais geológicos em termos de resistência à compressão uniaxial (adaptado de Maranhã das Neves, 1998)

SOLO RIJO	$0,6\text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 2\text{ MPa}$
ROCHA MUITO BRANDA	$2\text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 6\text{ MPa}$ (ISRM, 1981)
ROCHA BRANDA	$6\text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 20\text{ MPa}$ (ISRM, 1981)

Não obstante a classificação atribuída, nomeadamente, solo rijo ou rocha muito branda, verifica-se ainda que os materiais enquadrados nesse domínio de transição podem apresentar comportamento de solos ou rochas conforme as condições em que são aplicadas as tensões (Hencher, 1993 *in* Pinho, 2003).

## 2.2 Caracterização do comportamento geotécnico

As margas são, muitas vezes, descritas de forma quantitativa apenas em termos às duas fracções principais da sua composição, carbonatada e argilosa, e de modo genérico considera-se que a primeira confere uma estrutura mais ou menos resistente ao material e que a segunda tem uma acção negativa nas suas propriedades. Contudo, as suas características geotécnicas não dependem apenas das proporções dos diferentes componentes, incluindo a fase siltosa/arenosa (Delahaye & Le Roux, 1975; Ouhadi & Yong, 2001). Também a natureza mineralógica da fase argilosa (Ouhadi & Yong, 2001; Lamas *et al.*, 2002), principalmente em materiais com teores em argila a partir de cerca de 30%, bem como a textura inicial (microestrutura), quando essa percentagem é inferior a 30% (Delahaye & Le Roux, 1975), afectam as características das margas e, num sentido mais amplo, o comportamento dos materiais de construção, das fundações, dos taludes e outros.

<sup>3</sup> De notar o trabalho de Pinho (2003) como exemplo de uma referência onde são discutidas as questões do conceito e classificação das rochas de baixa resistência (rochas brandas).

Relativamente à influência da fracção argilosa, considera-se que esta contribui para um carácter mais plástico, expansivo e evolutivo das margas que é evidenciado na presença de água. Em particular, o potencial expansivo, isto é, a susceptibilidade a variações de volume do material com a alteração do teor em água, é influenciado pela presença e natureza dos minerais argilosos na sua constituição. Verifica-se que há um efeito decrescente na expansibilidade consoante se trate de montemorilonites (esmectites), ilites, caulinites ou outros (Godinho, 2007 *in* Santos, 2009), independentemente da fracção carbonatada (Dumbleton & West, 1966 *in* Lamas *et al.*, 2002).

No que respeita à contribuição da fracção carbonatada nas propriedades das margas, Lamas *et al.* (2005) cita estudos anteriores que sugerem a influência do teor em carbonatos nas propriedades índice, no grau de compressibilidade, na resposta tensão-deformação, na expansibilidade das argilas, e noutras. Em particular, no trabalho de Lamas *et al.* (2002), onde foi estudado um conjunto de amostras da região de Granada (Espanha) cujo conteúdo em carbonato correspondeu em média a 53,5%, constata-se que os limites de consistência (LL, LP, IP), a actividade e a coesão efectiva decrescem com o aumento do teor em carbonato<sup>4</sup>, ou seja, infere-se que há uma tendência para a redução do comportamento plástico. Jung *et al.* (2011) corrobora estas conclusões relativas à influência do carbonato de cálcio nos limites de consistência. Noutra análise é sugerido que a presença da fracção carbonatada pode conferir ao material maior vulnerabilidade à degradação química em ambientes ácidos ou com elevado conteúdo em sulfatos (ICOLD, 2008) que pode estar associada à deterioração do seu desempenho geotécnico.

Também a presença e teor de matéria orgânica podem afectar as características geotécnicas dos materiais margosos. A esse respeito, Jung *et al.* (2011) referem que com o aumento do conteúdo em matéria orgânica, o limite de liquidez (LL) aumenta assim como a plasticidade do solo. Acrescem ainda que a tendência dos limites de consistência dependerem do teor em  $\text{CaCO}_3$  é reduzida com a presença de matéria orgânica dada a sua influência nestes parâmetros.

Do exposto, depreende-se que o conhecimento dos diferentes teores dos constituintes das margas e a interacção entre eles pode auxiliar na interpretação do comportamento geotécnico do material. Nesse sentido, Ouhadi & Yong (2001) integram as fracções argilosa, carbonatada e silto-arenosa e apontam tendências de comportamento em termos de expansibilidade,

---

<sup>4</sup> Geralmente, nos materiais margosos o conteúdo em carbonado aumenta por diminuição do material argiloso. No entanto, no conjunto de amostras estudadas verificou-se uma certa independência entre os teores destes constituintes dado que a quantidade e tipo de argila e a plasticidade apresentavam variações pouco significativas (Lamas *et al.*, 2002).

dispersividade e colapso, considerando que a fracção argilosa controla as características gerais destes materiais, como descrito na Secção 2.1.1.

No entanto, o desempenho geotécnico dos materiais margosos não é apenas condicionado pela composição mineralógica, é também função da estrutura dos depósitos. Em termos de macroestrutura, verifica-se que a existência de anisotropia natural é própria das margas em geral (Alonso *et al.*, 2010). Tal como em outros materiais geológicos, considera-se que as descontinuidades e planos de fraqueza (inerentes ou induzidos) afectam as propriedades de resistência deste material, independentemente do grau de alteração, pois constituem superfícies de deslizamento preferenciais e podem alterar as propriedades hidromecânicas da massa de solo. De modo análogo, o arranjo microestrutural afecta a sua resposta geotécnica (na medida que reflecte a história e ambiente deposicional) e a história das tensões dos materiais no estado natural não perturbado ou as condições de compactação no caso dos aterros. Como exemplificado no estudo de Alonso (2004 *in* Oliveira, 2006), em solos compactados, distingue-se uma propensão para a instabilidade volumétrica por compressão ou por colapso associada à fracção de vazios de grandes dimensões e é verificada uma tendência para fenómenos de expansão e retracção que se associa, em geral, à fracção de vazios de pequenas dimensões. De referir que, a predominância de vazios de pequena ou grande dimensão na estrutura relaciona-se com a utilização dos parâmetros do ramo húmido ou seco da curva, respectivamente, nos trabalhos de compactação.

Em suma, apesar das várias definições existentes e a possível dificuldade de classificação relacionada com a variabilidade da sua natureza e os efeitos de diferentes condicionantes (*e.g.* presença e variação do teor em água) nas suas propriedades, o reconhecimento de certas características aos materiais margosos reúne consenso na bibliografia da especialidade. Tipicamente, as margas estão associadas a um **comportamento evolutivo** (Delahaye & Le Roux, 1975; Pejon *et al.*, 1997; Cardoso & Alonso, 2007; Alonso *et al.*, 2010; Cardoso *et al.*, 2012; Boudlal *et al.*, 2014, entre outros), no sentido em que a alteração permanente ou cíclica das condições extrínsecas (*e.g.* descompressão e/ou exposição a acções atmosféricas) pode provocar a destruição das ligações de cimentação, dando origem a um material mais plástico, com a consequente degradação das propriedades físicas e mecânicas. Esta condição pode ser traduzida através do desenvolvimento de fissuração e/ou da desagregação parcial dos materiais com diminuição da capacidade resistente, aumento da compressibilidade, perda de rigidez ou outros impactos negativos.

Outra característica associada aos materiais margosos é a **expansibilidade** que, numa perspectiva de natureza química, depende da reacção dos minerais argilosos da sua constituição à água. A presença de minerais instáveis quando hidratados, como as esmectites (montemorilonites) ou as ilites, potencia a ocorrência de variações volumétricas (empolamentos ou retracções) não desprezáveis, com a alteração do teor em água (aumento ou diminuição,

respectivamente). Relacionados, ainda, com o aumento de volume podem desenvolver-se efeitos da pressão de expansão com consequências geotécnicas indesejáveis. Nas margas, os fenómenos de expansibilidade podem também ocorrer por mecanismos de natureza mecânica, ou seja, por via de redução das tensões *in situ* devidas ao alívio do peso dos terrenos sobrejacentes ou à história das tensões a que o maciço já foi sujeito, mesmo na ausência de minerais argilosos muito expansivos.

Estes materiais podem, também, apresentar-se **colapsáveis** dado que tendem a exibir comportamento mecânico distinto quando secos ou saturados. Usualmente apresentam-se mais resistentes na primeira condição, podendo reduzir drasticamente essa característica na presença excessiva de água (Aiban *et al.*, 1998a e b *in* Al-Amoudi *et al.*, 2010). Em solos compactados, verifica-se que para pesos volúnicos de compactação abaixo de um certo valor crítico, a saturação do solo origina deformações de colapso que aumentam com a diminuição do valor do peso volúmico (Alonso, 2004 *in* Oliveira, 2006).

Muitos trabalhos indicam, além do mais, que estes materiais podem apresentar elevada **degradabilidade** (Figura 2.2) e, comportamento **dispersivo**. Destas observações e de acordo com a opinião comum de diferentes autores consultados, verifica-se pois que se trata de um material com grande **sensibilidade à alteração do conteúdo em água**, em particular a ciclos molhagem-secagem, na medida em que origina, porventura, os problemas mais frequentes identificados em condições de serviço.



a) Pré-molhagem; b) totalmente saturado; c) após secagem

Figura 2.3 Degradação da estrutura de fragmentos de marga ( $9\text{mm} \geq D > 4,75\text{mm}$ ) durante um ciclo de molhagem-secagem (adaptado de Cardoso & Alonso, 2007)

As diferentes características indicadas podem suscitar desempenhos geotécnicos inadequados como instabilização de taludes (naturais ou artificiais), assentamentos ou colapsos de fundações, com efeitos negativos nas estruturas construídas sobre as mesmas ou localizadas nas imediações, entre outros (Ouhadi & Ahoughalandari, 2011). Consequentemente, estes materiais são, muitas vezes, descritos como “problemáticos”.

Apesar da descrição efectuada, o conhecimento crescente no âmbito da previsão do comportamento dos materiais e dos procedimentos e técnicas que permitem o controlo do referido comportamento, possibilita a sua integração em projectos de engenharia, mediante a execução indispensável de estudos de caracterização geotécnica, como é exposto na Secção 2.4.

## 2.3 Metodologias de caracterização geotécnica

No contexto de projecto de engenharia e para a caracterização dos materiais geológicos deve-se recorrer a valores numéricos obtidos através de observações e/ou ensaios, preferencialmente, simples que visem as propriedades mais relevantes desses materiais, como indicam Franklin *et al.* (1971 *in* Pinho, 2003) e Bieniawski (1974 *in* Pinho, 2003), de modo a obter indicações suficientes e satisfatórias sobre o seu desempenho em obra.

No caso dos materiais margosos importa não só a consideração cuidada das propriedades mecânicas mas também a avaliação da sensibilidade à água que, como referido, afecta em grande medida o seu desempenho como material de construção. Em geral, a caracterização geotécnica destes materiais é semelhante à usada para os solos finos (argilas e siltes) tendo em conta que essa componente tem uma influência significativa no seu comportamento (Lamas *et al.*, 2002); e que, pelo seu carácter evolutivo e com a variação de condições de tensão e hidráulicas, estes podem alterar-se rapidamente e apresentar uma tendência para a transformação num solo argiloso. Contudo, o conjunto dos ensaios laboratoriais a executar deverá ser ajustado à especificidade dos materiais e ao objectivo do estudo quer seja um projecto de engenharia, a caracterização geológico-geotécnica para fins académicos ou outro, relacionando o nível de informação necessária, ou pretendida, aos custos associados para a sua obtenção.

Listam-se, de seguida, algumas das principais técnicas realizadas:

- **Ensaio índice** como a determinação do teor em água natural (NP 84), a determinação do peso volúmico das partículas sólidas (NP 83), a análise granulométrica (LNEC E 239), a determinação dos limites de consistência (NP 143);
- **Ensaio para caracterização de parâmetros geomecânicos** como ensaio de compactação tipo Proctor (LNEC E 197), ensaio edométrico (ASTM D 2435), ensaio de corte directo (ASTM D 3080), ensaio à compressão triaxial (ASTM D 2850), ensaio de avaliação do potencial de expansão ou de colapso unidimensional (ASTM D 4546), ensaios de permeabilidade, entre outros.



- **Ensaio de identificação química e mineralógica** como a determinação do teor em carbonatos<sup>5</sup> e difractometria de raios-X;

De notar que o conteúdo em carbonato não é avaliado em todos os projectos de engenharia e que este parâmetro não integra os sistemas de classificação geotécnica de solos mais comuns, como já constatado. Embora a componente carbonatada influencie as propriedades do material de natureza margosa, a sua quantificação por si só não é insuficiente para explicar o seu comportamento, pelo que, para muitos casos, a omissão desta informação não será determinante. Porém, quando identificada a presença de matéria carbonatada, o conhecimento do seu teor, a par do conhecimento de outros parâmetros geotécnicos e da sua interacção, pode auxiliar na definição dos procedimentos de habilitação dos materiais aos usos projectados, acautelando os resultados finais.

## 2.4 Margas no contexto da geotecnia

A utilização de margas no âmbito da Engenharia Civil como material de construção ou terreno de fundação *in situ* não tem sido uma escolha privilegiada devido às suas características intrínsecas desfavoráveis e consequente dificuldade de previsão de comportamento em obra. Contudo, a consideração deste recurso, entre outros materiais não tradicionais, é cada vez mais frequente (Pejon *et al.*, 1997) e recomendável, por razões de ordem geoambiental e de sustentabilidade (Cardoso *et al.*, 2012). Estas razões resultam de, muitas vezes, não ser praticável adquirir materiais de características superiores (não expansivos ou com potencial expansivo muito reduzido) nem optar por melhores locais para a implementação dos projectos. Resultam, também, da procura crescente por materiais de construção motivada pelo incremento na quantidade de obras de aterro realizadas para os mais diversos fins (Maranha das Neves, 1998).

---

<sup>5</sup> No contexto da determinação do teor em carbonatos, refira-se o trabalho de Lamas *et al.* (2005) onde foram comparadas diferentes metodologias para esse fim (espectrofotometria de absorção atómica, complexometria com EDTA, método potenciométrico, titulação com destilação a vácuo, fotometria de chama, perda de peso em meio ácido, calcímetro de Bernard, calcímetro de pressão, calcímetro de CO<sub>2</sub>, métodos gravimétricos e neutralização ácida) e o método do calcímetro de Bernard é, numa avaliação global, o mais favorável, apresentando precisão boa (erro = 1 – 5%). No mesmo estudo foi, também, avaliado o método de “perda de peso em meio ácido”, análogo ao procedimento interno seguido no laboratório DCT da FCT/UNL para esse fim. Acerca deste último método, é referido que apresenta as vantagens de utilizar equipamento de muito baixo custo e de não necessitar de técnicos experientes para a sua execução porém, foi considerado menos preciso (erro > 5%), principalmente em amostras de peso inferior a 2,0g. Por outro lado, Jung *et al.* (2011) avaliaram os métodos de “TGA (Thermo-Gravimetric Analysis)”, de análise química de acordo com a norma ASTM C25 e de perda ao rubro “sequencial” (“sequencial” *LOI – Loss On Ignition*) e consideram que todos podem ser usados para determinar o conteúdo em carbonato dos solos. Concluíram, ainda, que o ensaio de perda ao rubro (LOI) constitui um método simples que cumpre de modo satisfatório esse objectivo de análise.

A rentabilização do uso dos materiais provenientes de escavações no local do empreendimento (ou em áreas próximas), que de outra forma seriam rejeitados, relaciona-se com a minimização do impacto ambiental, de encargos com áreas de empréstimo (*e.g.* com expropriações), de encargos em transporte e com a dispensabilidade de levar grandes volumes a vazadouro e dos cuidados próprios do depósito permanente destes materiais. Ou seja, nesta situação, face às suas características evolutivas, é preconizada a realização de uma deposição controlada em que as operações de colocação sejam conduzidas conforme as boas práticas de execução, por forma a obviar a possível ocorrência de problemas como a própria estabilidade dos depósitos, alterações nos sistemas de drenagem, entre outros.

Portanto, a integração eficiente dos materiais margosos em projectos de engenharia requer a avaliação adequada das suas características geotécnicas. Requer, ainda, a consideração da natureza da intervenção (*e.g.* construção de aterros, escavação de túneis, criação de taludes, ou outros) visto que a cada uma estão associados problemas necessariamente distintos e, em consequência, diferentes soluções, incluindo a aplicação de técnicas de melhoramento ou reforço. As características do local do projecto não podem, também, ser descuradas sendo, por exemplo, desaconselhada a utilização destes materiais em áreas com níveis freáticos elevados ou de elevada pluviosidade, tendo em conta a sua susceptibilidade à presença de água.

Decorre, assim, que o uso dos materiais margosos poderá necessitar de cuidados especiais. Relativamente à presença de água, tanto ao nível da fase de concepção como de implementação dos projectos devem ser seguidas orientações que, sobretudo, evitem o acesso (directo ou por capilaridade) da água aos materiais, através da protecção (provisória ou permanente) de superfícies expostas ou através de sistemas de recolha e drenagem, conforme as circunstâncias, minimizando efeitos nefastos.

No caso da construção de aterros, para a estabilização dos materiais é frequente recorrer-se à utilização de meios mecânicos, de forma isolada ou em associação ao uso de aditivos. Os meios mecânicos referem-se, basicamente, a trabalhos de compactação que devem seguir, de forma rigorosa, disposições construtivas que incluem o controlo dos trabalhos através da realização de ensaios, a garantia da compactação dos materiais do lado húmido e a redução granulométrica dos blocos de maiores dimensões através da colocação do material em camadas pouco espessas e da sua fragmentação com meios adequados (Oliveira, 2006).

De notar que os trabalhos de compactação comuns podem não evitar o desenvolvimento de comportamentos inadequados (assentamentos e perda de resistência) durante o tempo de serviço da obra (Cardoso & Alonso, 2007) ou a ocorrência de fenómenos de expansibilidade (Oliveira, 2006). Donde, pode ser aconselhada a qualificação dos materiais margosos pela utilização controlada de ligantes como a cal, o cimento, os materiais betuminosos ou pela adição de fibras. Vários autores referem que os ligantes hidráulicos (cal ou cimento) permitem

o melhoramento das suas propriedades (redução do carácter expansivo e permeabilidade e, após a cura, aumento de resistência e rigidez) e acrescem vantagens ambientais e económicas comparativamente aos aditivos betuminosos. Não obstante os custos associados a estes procedimentos, mesmo que minimizados, o potencial sucesso das melhorias atingidas pela sua implementação tem repercussões económicas importantes na manutenção e na vida útil das estruturas construídas sobre esses materiais (Al-Amoudi *et al.*, 2010) e, em fase prévia, nos encargos em materiais de construção, pelo que se recomenda a avaliação da viabilidade económica e técnica da sua aplicação. O mesmo raciocínio pode ser empregue em relação à possibilidade realização de melhoramento de terrenos *sensu lato* nestes materiais.

### 2.4.1 Técnicas de melhoramento e reforço

Em particular, uma intervenção de reforço tem como objectivo principal o aumento da capacidade de carga e a melhoria da resistência do terreno como um todo, visando a redução de assentamentos e/ou a ocorrência de deformações laterais (Schaefer *et al.*, 2012), por forma a permitir a estabilidade dos locais e estruturas, e a sua utilização em segurança. Tipicamente, as operações desenvolvidas nestas soluções correspondem à introdução, em geral de forma faseada, de unidades de reforço (inclusões ou reforços) no terreno que permitam a transferência parcial dos esforços actuantes a níveis mais competentes. Estas soluções servem, por isso, o reforço de fundações, a estabilização de aterros não controlados, de taludes ou zonas de escorregamentos, entre outras situações de insuficiência de capacidade resistente ou instabilidade.

Na concepção da solução de reforço é necessário identificar quais as técnicas que permitem o cumprimento dos objectivos definidos para a intervenção. O processo deve, então, iniciar-se pela realização de um estudo geotécnico e pela elencação dos condicionalismos locais, expostos adiante (*vide* Secção 2.4.2.1). Seguidamente, cada técnica (que potencialmente sirva o propósito definido) deve ser avaliada quanto à possibilidade de ser usada no terreno em questão.

No caso específico dos materiais margosos, de acordo com a Secção 2.2, é frequentemente aceite que estes apresentam uma tendência significativa para fracos desempenhos geotécnicos. Tendo em conta que seu comportamento é influenciado pela fracção argilosa que os compõe, considera-se que as técnicas de *jet grouting*, as inclusões rígidas (*e.g.* estacas, microestacas), *soil mixing*, entre outras, apresentam potencial para aplicação em materiais desta natureza.

Descrevem-se, adiante e de modo sumário, algumas dessas técnicas. O *jet grouting* é omitido nesta Secção visto que é detalhado, no Capítulo 3, por ter sido a tecnologia utilizada na solução de reforço no caso de estudo analisado no Capítulo 4.

Apresentam-se no Quadro 2.4 as várias técnicas que podem ser utilizadas e combinadas de modo a cumprir os objectivos de uma intervenção de reforço, de acordo com a organização proposta por Schaefer *et al.* (2012).

Quadro 2.4 Técnicas de reforço de terrenos (adaptado de Chu *et al.*, 2009; Schaefer *et al.*, 2012)

CATEG.	CLASS. TC211	MÉTODO	PRINCÍPIO	APLICABILIDADE*
Reforço	C. MT com ligantes ou inclusões	C1. Vibrosubstituição ou colunas de brita	Abertura de um furo, em solos moles e finos, preenchimento com brita ou areia e compactação para formar colunas.	○
		C5. Inclusões rígidas	Uso de estacas, corpos rígidos ou semi-rígidos ou colunas que podem ser pré-fabricadas ou construídas <i>in situ</i> para reforçar terrenos moles.	●●
		C6. Aterros suportados por colunas ou estacas reforçadas por geossintéticos	Uso de estacas, colunas ou inclusões rígidas ou semi-rígidas e de geossintéticos para melhorar a estabilidade e reduzir o assentamento de aterros.	●●
	D. MT com mistura de caldas	D3. Mistura de solos (incluindo colunas de cimento/cal ou <i>deep mixing</i> )	Estabilização de solos fracos por mistura com cimento, cal ou outros ligantes, à superfície ou <i>in situ</i> (em profundidade), com recurso a equipamento próprio (misturadores).	●
		D4. <i>Jet grouting</i>	Desagregação e injeção do terreno em profundidade com recurso a jactos de fluidos a pressão elevada para a formação de colunas ou painéis.	●●
	E. "Reforço de terrenos" ( <i>Earth reinforcement</i> )	E1. Geossintéticos ou "terra armada" (MSE); adição de fibras (FRS)	Uso da resistência à tracção de diversos materiais de aço ou geossintéticos para melhorar a resistência de corte do terreno e a estabilidade de estradas, fundações, aterros, taludes ou muros de contenção.	●
		E2. Ancoragens ou pregagens	Uso da resistência à tracção de inclusões (pregagens ou ancoragens) para a melhorar a estabilidade de taludes ou muros de contenção.	●
		E3. Estabilização bio-técnica	Uso de vegetação para a estabilização de taludes.	●

\* Aplicabilidade a terrenos margosos (informação indicativa):

○ Não aplicável    ● Aplicável em determinadas condições    ●● Aplicável em geral

#### a) Microestacas

As microestacas são, de modo genérico, corpos de pequeno diâmetro (de 75 a 350mm) constituídos por elementos metálicos esbeltos, instalados (por cravação ou furação) e selados por injeção de uma argamassa à base de cimento, directamente no terreno. O elemento

metálico referido pode corresponder a um perfil tubular ou não tubular, a um varão de aço ou, ainda, a um ou múltiplos varões roscados contínuos (*e.g.* tipo GEWI), entre outras soluções.

Existem várias metodologias de execução destes reforços (EN 14199, 2003) e, em consequência, identificam-se cinco tipos diferentes de microestacas (Tipos A a E) (ASCE, 1997). Em geral, a sequência de instalação compreende a (i) realização da abertura de um furo até à profundidade desejada e/ou instalação de um revestimento (temporário); (ii) remoção do equipamento de furação; (iii) introdução de uma inclusão metálica e (iv) execução da injeção de preenchimento sem pressão; (v) remoção do revestimento temporário (se colocado) e (vi) execução da injeção de selagem com pressão, quando aplicável (*op. cit.*) (Figura 2.4).

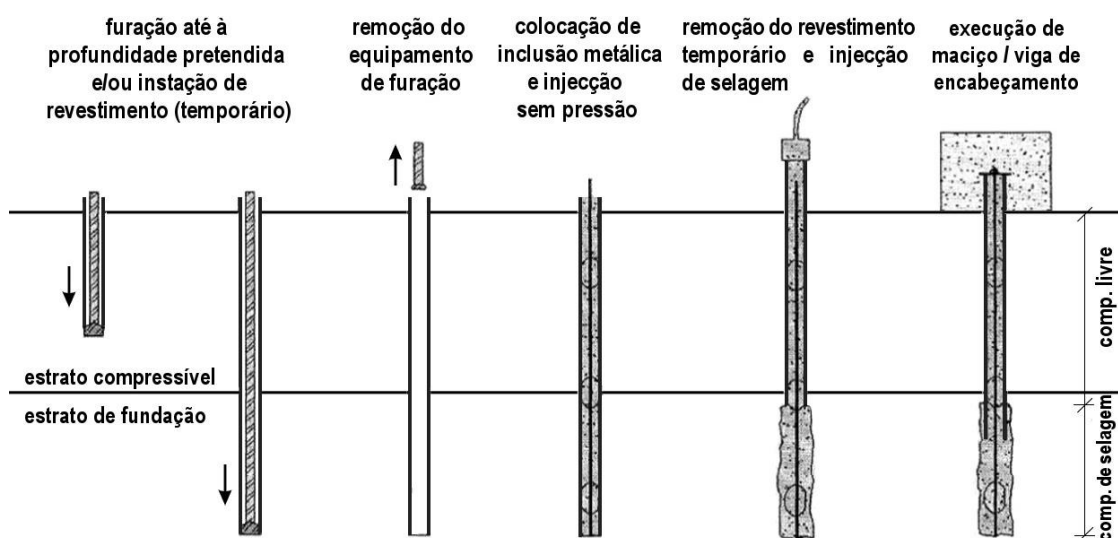


Figura 2.4 Sequência típica de execução de microestacas (adaptado de ASCE, 1997)

Esta tecnologia pode ser usada em diferentes aplicações sendo as mais comuns o reforço estrutural, *e.g.* em fundações de novas estruturas, no reforço de fundações de estruturas existentes, ou outros, e o reforço *in situ*, *e.g.* estabilização de taludes, reforço e protecção de solos, entre outros (ASCE, 1997). Considerando o modo de instalação, trata-se de uma tecnologia que causa, em geral, perturbações reduzidas às estruturas, ao terreno e ao ambiente (*op. cit.*), nomeadamente em termos de produção de ruído e vibrações (ASCE, 1997; Pinto, 2009). Acresce que por requerer equipamento versátil e de porte pequeno é frequentemente usado em condições de acessibilidade condicionada (Pinto, 2009).

Estes elementos permitem uma boa resistência à tracção devido à mobilização de atrito lateral e suportam cargas à compressão, de 150 a 5000kN (ASCE, 1997), dependendo do tipo de solo e de microestaca *i.e.* do diâmetro, do tipo de inclusão e da técnica de execução (Neves, 2010).

As microestacas podem ser aplicadas numa vasta gama de terrenos (a maior parte dos solos e rocha de baixa resistência), onde se incluem as margas, e locais com evidências de substratos cársicos ou outros estratos que apresentem vazios na sua constituição.

## b) *Soil mixing*

O termo *soil mixing* refere-se ao conjunto de técnicas de mistura de solos com ligantes através de processos mecânicos em oposição a métodos como o *jet grouting* que efectua essa mistura por meios hidráulicos (jactos de pressão elevada) (ASCE, 1997). No âmbito do *soil mixing* distinguem-se o *Deep Soil Mixing* (método de mistura profunda) e o *Shallow Mixing Method* (método de mistura superficial) (Topolnicki, 2004). No essencial, o primeiro método consiste na mistura do solo *in situ* com ligantes (*e.g.* a cal, o cimento, o gesso, as cinzas volantes) pela acção rotativa de ferramentas de corte localizadas na extremidade inferior de eixos verticais ocos (formando colunas ou painéis); e no segundo método, os solos são misturados *in situ* com quantidades adequadas de ligantes para garantir a estabilização global do volume de solo a melhorar. De referir que, os materiais ligantes podem ser aplicados no terreno na forma seca (*dry mixing*) ou húmida (*wet mixing*) em ambos os métodos.

Em particular, a execução da técnica de *Deep Soil Mixing* compreende uma primeira fase de furação e de desagregação mecânica do solo por meio de trados ou pás de mistura; na fase seguinte, o equipamento é subido, rodando à medida que é introduzido o ligante (em seco ou em calda a baixa pressão) por forma a construir colunas ou painéis de solo-ligante (Figura 2.5).

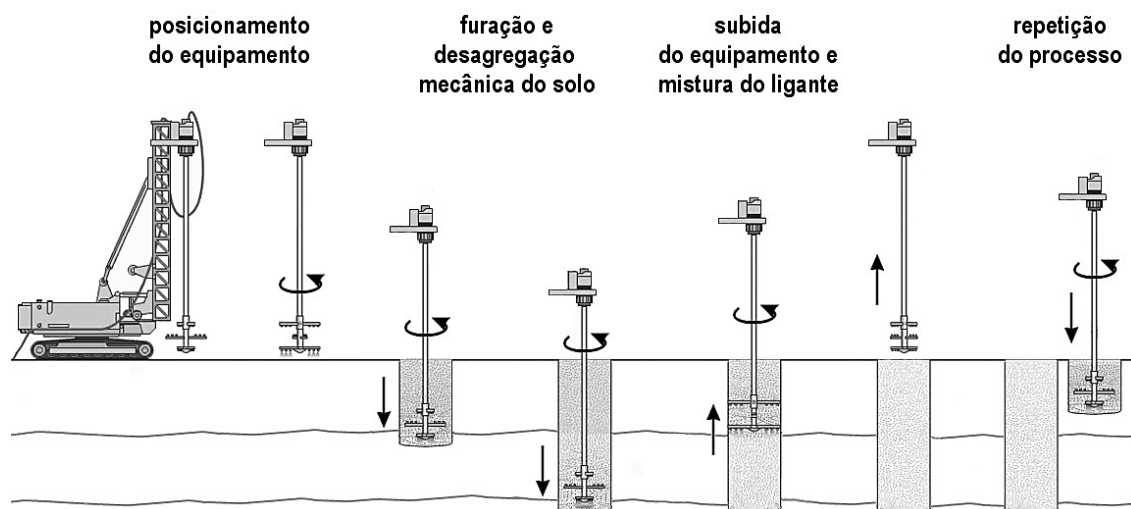


Figura 2.5 Sequência típica de execução de *Deep Soil Mixing* (adaptado de Hayward Baker, 2004)

Estas soluções permitem o melhoramento das características de compressibilidade, resistência mecânica e permeabilidade, podendo servir no reforço de fundações de estruturas e aterros, para estruturas de contenção, para barreiras impermeáveis, na estabilização de taludes, na estabilização e contenção de escavações e na mitigação da liquefacção, entre outros domínios.

De um modo geral, o *soil mixing* aplica-se com eficácia em grande parte de solos incluindo areias de grão fino, siltes e, principalmente, argilas moles (Topolnicki, 2004). O melhoramento de solos orgânicos e turfas é, também, exequível embora mais problemático (*op. cit.*). A

aplicabilidade da técnica em margas deverá ser aferida sendo necessário adequar os equipamentos e processos executivos. Designadamente existem métodos, como o *Modified Dry Mixing* – MDM (Método de mistura seca modificado), que podem constituir opções válidas para o reforço destes materiais, visto que permitem ultrapassar dificuldades executivas em crostas ou camadas rígidas, terrenos heterogéneos e outros (Gunther *et al.*, 2004 *in* Chu *et al.*, 2009), tendo já sido usados em solos coesivos rijos (Eriksson *et al.* 2005 *in op. cit.*).

## 2.4.2 Reforço de fundações

No contexto do reforço de fundações<sup>6</sup> distinguem-se os trabalhos em terrenos de fundação (i) de estruturas novas e (ii) de estruturas construídas ou na sua vizinhança imediata. No primeiro caso, pretende-se com o reforço ultrapassar a falta de capacidade de carga do terreno de modo a responder em conformidade às acções das estruturas que nele serão fundadas. No segundo caso, mantém-se o objectivo, contudo é necessário fazer uma avaliação global que inclua, além das características geotécnicas do terreno, as características e condições de integridade e segurança dos elementos de fundação e da própria estrutura. De notar que, importa a confirmação do interesse patrimonial das construções envolvidas já que, se se tratar de uma edificação não valorizada e/ou de muito difícil preservação, poderá justificar-se a opção de demolição. Nesse caso, a abordagem técnica será ajustada face à alteração dos condicionalismos presentes. No caso contrário, a opção por um projecto de reforço pode envolver, além da qualificação dos terrenos, trabalhos de reparação, reforço e/ou alteração dos elementos da fundação, *e.g.* aumento da área de contacto entre a fundação e o terreno, e/ou trabalhos de alteração ao nível da superestrutura, *e.g.* reduzindo ou transferindo cargas que nela actuem, cuja problemática se exclui do âmbito da presente dissertação.

### 2.4.2.1 Condições e procedimentos prévios ao reforço de fundações

Nos terrenos de fundação para novas estruturas, a decisão de reforço<sup>7</sup> deve basear-se nos resultados de campanhas de caracterização geotécnica dos terrenos que confirmem a sua insuficiência, quando confrontados com os requisitos de projecto.

---

<sup>6</sup> Designa-se por fundação a componente que constitui a interface entre a superestrutura e a zona de solo ou rocha adjacente distinguindo-se, neste tema, as fundações superficiais e as fundações profundas (Cernica, 1995). No âmbito desta dissertação, reforço de fundações refere-se às acções efectuadas no terreno das fundações no sentido de ajustar as suas características às exigências de estabilidade e segurança da estrutura construída (ou a construir), excluindo as intervenções realizadas nos elementos de fundação e na superestrutura.

<sup>7</sup> A opção por uma solução de reforço (ou de melhoramento *sensu lato*) deve ser adoptada quando se considere que os resultados alcançáveis apresentam vantagens inequívocas (técnicas, económicas, ambientais, ou outras) em comparação com outras hipóteses. Frequentemente, as acções de melhoramento constituem uma alternativa mais favorável em relação a (i) abandonar o projecto, (ii) relocar o projecto, (iii) efectuar alterações no projecto da estrutura e/ou fundações (*e.g.* recorrendo a fundações profundas) ou (iv) remover e substituir o terreno por materiais de melhores características (Mitchell, 1981; ASCE, 1997; Mitchell & Jardine, 2002; Nicholson, 2014).

Relativamente aos terrenos sob estruturas construídas, considerando as premissas atrás indicadas, a necessidade de intervenção deve ser fundamentada na avaliação do estado real das fundações (quer do terreno, quer dos elementos de fundação) e do comportamento dos terrenos face às solicitações actuais. A detecção de anomalias pode, assim, ser efectuada por (i) inspecções gerais à superestrutura, (ii) estudos de gabinete e (iii) inspecções técnicas de detalhe (Van der Stoep, 2001). O controlo do comportamento das estruturas e terreno adjacente permite detectar a existência de anomalias, controlar a sua evolução, providenciar meios de decisão para a necessidade (ou urgência) de efectuar o reforço e, mesmo, para a definição o tipo de intervenção.

#### **a) Condições da fundação e anomalias existentes**

Na prática, a avaliação das condições das fundações é, muitas vezes, difícil em virtude da sua localização, do acesso limitado, em particular quando os efeitos das anomalias existentes não se repercutem no imediato em danos na edificação ou no terreno limítrofe. No entanto, o comportamento desajustado das fundações é, frequentemente, revelado na superestrutura e possível de ser detectado em inspecções visuais. Este procedimento visa a detecção e elenchagem de danos ou sintomas de envelhecimento (incluindo a sua localização, distribuição e severidade) e/ou a identificação de deslocamentos, e o registo fotográfico dessas ocorrências. Entre as anomalias identificáveis incluem-se, por exemplo, a fissuração em elementos não estruturais e acabamentos, rotura de canalizações, deformação em vãos (com funcionamento deficiente de portas ou janelas), deformação excessiva em elementos estruturais (vigas, lajes, pilares), desaprumos da construção, entre outros (Pinto, 2011). Das anomalias referidas<sup>8</sup> distinguem-se os danos considerados menores (*e.g.* fissuras ligeiras em paredes) e os danos estruturais (*e.g.* deformações em vigas perceptíveis por observação directa). Aos diversos tipos de danos correspondem diferentes níveis de severidade e, consequentemente, diferentes níveis de risco para a estrutura, que conforme a situação podem ser relacionáveis com os estados limite de utilização e último.

Neste processo de monitorização pode interessar a definição de um sistema de observação que integre a instalação de (i) “testemunhos” de gesso e fissurómetros para o controlo da abertura ou deslizamento de fissuras, (ii) alvos topográficos, inclinómetros, deflectómetros e/ou clinómetros para o controlo de deslocamentos, (iii) acelerómetros para o controlo de vibrações (Pinto, 2011), ou outros instrumentos ou dispositivos que se considerem adequados.

---

<sup>8</sup> As incertezas relacionadas com a estrutura podem requerer a realização de avaliações específicas, além das inspecções visuais, que permitam o conhecimento adequado da espessura e constituição dos pavimentos, espessura e natureza dos muros e lajes, direcção dos vãos de vigamento, ou outros (Neves, 2010). A investigação destes componentes pode ser importante para aferir a necessidade de intervenção e para avaliar os riscos presentes. Como referido, esta temática afasta-se do âmbito desta dissertação.



De modo complementar, podem ser utilizados meios de prospecção mecânica, nomeadamente, (i) a abertura de poços ou valas de inspecção para o acesso directo e inspecção visual da fundação, para verificar as condições do terreno e dos elementos de fundação, a profundidade ou outros aspectos, (ii) a execução de sondagens, e/ou (iii) de ensaios *in situ* e laboratoriais sobre amostras recolhidas nos poços ou das sondagens. Assim, são obtidas informações relevantes acerca das condições e características do terreno, da profundidade dos estratos mais competentes, da presença de água e do seu respectivo nível, entre outras.

De referir que estes recursos podem apresentar dificuldades de execução devidas a condicionalismos relacionados com a acessibilidade, a segurança, a produção de vibrações e emissões de ruído (principalmente, em construções antigas e/ou em locais urbanos) e os custos associados. Contudo, permitem reunir resultados úteis para a fase de investigação do problema e, eventualmente, para fases posteriores no dimensionamento da solução técnica escolhida, designadamente, pela determinação de parâmetros geotécnicos.

## **b) Causas comuns**

Identificadas as anomalias, importa reconhecer as causas presumíveis da sua ocorrência para proceder à sua eliminação, se exequível, ou à redução significativa da sua influência através de medidas mitigadoras. Esta abordagem tem por objectivo minimizar a degradação anormal das fundações em condições de utilização regulares *i.e.* a degradação que exceda a tendência de envelhecimento dos materiais.

Para enunciar algumas das causas mais comuns, distingam-se, antes do mais, (i) as acções de reforço de fundações desenvolvidas numa perspectiva preventiva e (ii) as acções desenvolvidas numa perspectiva de remedeio. Na primeira situação, é considerada a antecipação da ocorrência dos factores causadores de desempenhos insatisfatórios da fundação, tais como:

- características geotécnicas do terreno insuficientes face às solicitações calculadas em projecto, aferidas com base nos resultados e interpretações de uma campanha de investigação geotécnica adequada, previamente à construção da estrutura;
- alterações nas cargas actantes nas fundações da edificação (*e.g.* por alteração da função ou estrutura original da construção e agravamento das exigências de serviço);
- mudanças nas condições de terreno sob a edificação resultantes, por exemplo, da abertura de túneis, realização de escavações ou novas construções na proximidade da estrutura que provoquem a ocorrência de vibrações, movimentos do terreno, ou outras perturbações.

Na situação em que os trabalhos de reforço assumem um carácter de remedeio, estes são implementados, em geral, durante ou após a construção da obra, com o fim de corrigir as consequências derivadas de uma situação que não foi devidamente precavida. Neste caso, as causas do mau funcionamento das fundações podem relacionar-se com:

- caracterização geotécnica desadequada, nomeadamente, por ausência, insuficiência ou fraca qualidade das investigações geotécnicas ou ainda por erros de interpretação dos resultados das observações e ensaios geotécnicos (Pinto, 2011);
- erros na fase de projecto causados pelo uso de parâmetros geotécnicos incorrectos, ou outros, como indica Pinto (2011) nomeadamente, a consideração de modelos de cálculo incorrectos, da deficiente avaliação das cargas actuates, ou da definição inadequada da tensão admissível ou da profundidade da fundação;
- erros de execução (Pinto, 2011) como é o caso de deficiente compactação de aterros, a utilização de materiais de construção desadequados, deficiente execução dos elementos de fundação (*e.g.* colocação incorrecta de betão) ou o aprofundamento insuficiente da cota de fundação sem que sejam atingidos estratos suficientemente competentes;
- erros de exploração pela não consideração das consequências da alteração da estrutura original da construção ou da alteração da função (Pinto, 2011) associada, por exemplo, ao agravamento das cargas actuates.
- factores externos (Pinto, 2011) que favorecem a alteração/degradação das condições do terreno de fundação, *e.g.* arrastamento de finos, variação do teor em água, descompressão do solo (Neves, 2010). Nomeadamente, a presença de água no meio envolvente devido a (i) infiltrações de águas pluviais ou cheias, (ii) rotura em condutas de redes de abastecimento, de redes de drenagem de águas residuais ou outras, (iii) alterações nos sistemas de água subterrâneos (pela realização de construções nas proximidades) pode provocar o arrastamento dos finos do solo e/ou dissolução das partículas (com agravamento quando a água apresenta agressividade química, como no caso de fuga de águas residuais). Estas condições podem conduzir à ocorrência de assentamentos excessivos ou de fenómenos de expansibilidade, principalmente em terrenos de natureza argilosa. Também dos trabalhos de rebaixamento freático por meio de bombagem podem advir consequências negativas, como por exemplo assentamentos devidos às variações no teor em água ou o arrasto inadvertido de partículas finas do solo pelo desuso de filtros adequados. Outros factores como a ocorrência de movimentos de terrenos ou a realização de escavações nas proximidades da fundação apresentam potencial para provocar a descompressão lateral do terreno e originar assentamentos.

- factores internos (Neves, 2010) relacionados com a deterioração dos materiais dos elementos de fundação, *e.g.* apodrecimento de estacas de madeira, corrosão em estacas metálicas, degradação de argamassa de ligação em fundações de alvenaria, deterioração/erosão de elementos de betão, corrosão das armaduras de elementos de betão armado, entre outros;
- o agravamento de requisitos regulamentares;
- o resultado de retro análises sísmicas;
- outras causas.

### c) Condicionalismos da solução de reforço

Antecedendo a selecção da solução de reforço é necessário especificar os seus objectivos. Estes são definidos de modo a assegurar a operacionalidade das fundações (e estruturas), durante a sua vida útil ou durante uma alteração temporária das condições existentes, tendo em conta as exigências de estabilidade, limites de admissibilidade de assentamentos totais ou diferenciais, razão dos assentamentos, e outras (Schaefer *et al.*, 2012). Para tal, deve ser elaborada uma solução que integre uma ou mais das técnicas disponíveis, e que atente aos benefícios expectáveis em função dos condicionalismos do local, quer sejam geológicos e/ou geotécnicos, técnicos e ambientais como indica a norma NP EN 1997-1 (2010), quer sejam económicos, de exequibilidade, ou outros como complementam Schaefer *et al.* (2012) e Nicholson (2014), nomeadamente:

- **tipo e propriedades geotécnicas do terreno**, e valor da pressão na água nos vários estratos, visto que a cada método de reforço corresponde uma determinada adequabilidade a dada gama de materiais e a possibilidade, ou não, de ser aplicável em zonas saturadas;
- **área e profundidade do terreno**, alguns métodos apresentam limitações de aplicação que dependem da profundidade da intervenção pelo que podem ser desadequados a certos projectos, enquanto outros podem mostrar-se economicamente inviáveis em áreas muito extensas;
- **localização do terreno**, este factor impõe condicionamentos, principalmente, se existirem construções nas imediações que limitem os trabalhos em termos de acessibilidade, de emissão de vibrações e ruído, ou outros. Nesse caso, é necessário atender à natureza, dimensão e posição da construção, ao tipo de fundações, ao nível de conservação da construção, ao nível de carregamento, às redes de serviços existentes na envolvente (*e.g.* infraestruturas e linhas eléctricas aéreas), entre outros aspectos garantindo, assim, a viabilidade de execução, a integridade e a segurança das construções durante os trabalhos de reforço;

- **disponibilidade de materiais de construção** (*e.g.* areia, agregados, água, ligantes), as dificuldades de logística e os custos para o acesso de materiais a locais mais remotos ou com acessibilidade diminuída podem constituir limitações às opções técnicas;
- **disponibilidade de recursos técnicos** (*e.g.* equipamentos e mão de obra), e experiência, especialização técnica e preferências locais;
- **factores ambientais**, existe uma crescente preocupação com o potencial impacto ambiental negativo decorrente de intervenções nos terrenos – resíduos, erosão, poluição. Naturalmente, verifica-se uma tendência para a opção por materiais menos poluentes – “inertes”, “naturais” ou, em alguns casos, biodegradáveis (Nicholson, 2014) e por técnicas e procedimentos com menores efeitos negativos no local, *e.g.* monitorização, recolha e/ou filtragem de fluxos provenientes das actividades de melhoramento, a redução de materiais rejeitados através do reaproveitamento mais eficaz ou da reciclagem dos recursos (*op. cit.*) ou outras medidas de cariz semelhante;
- **prazos**, a escolha da abordagem técnica deve atender às especificidades da calendarização de cada projecto dado que cada método necessita de determinado tempo de implementação e para a mobilização do reforço, *e.g.* nas injeções de caldas de cimento deve considerar-se o tempo de cura do cimento. Por vezes, as técnicas com menores tempos de conclusão poderão ser preferidas como no caso de intervenções urgentes, de cariz de remedeio, devidas ao risco de segurança das estruturas. Qualquer que seja a opção seleccionada, esta deve integrar-se adequadamente na sequência de trabalhos, visando a minimização de perturbações ou atrasos no andamento dos projectos, com principal cuidado quando estão envolvidas empreitadas de natureza diferente;
- **custos**, frequentemente, este constitui o factor decisor entre técnicas consideradas adequadas (*op. cit.*). Em geral, nas estimativas preliminares consideram-se os custos da implementação do reforço. No entanto, poderá também interessar o cálculo dos custos de trabalhos preparatórios (*e.g.* derrube de paredes, a preparação da plataforma de suporte aos equipamentos ou a protecção/reforço da superestrutura), bem como dos custos de manutenção durante a fase de exploração (Schaefer *et al.*, 2012);
- outros condicionalismos pertinentes.

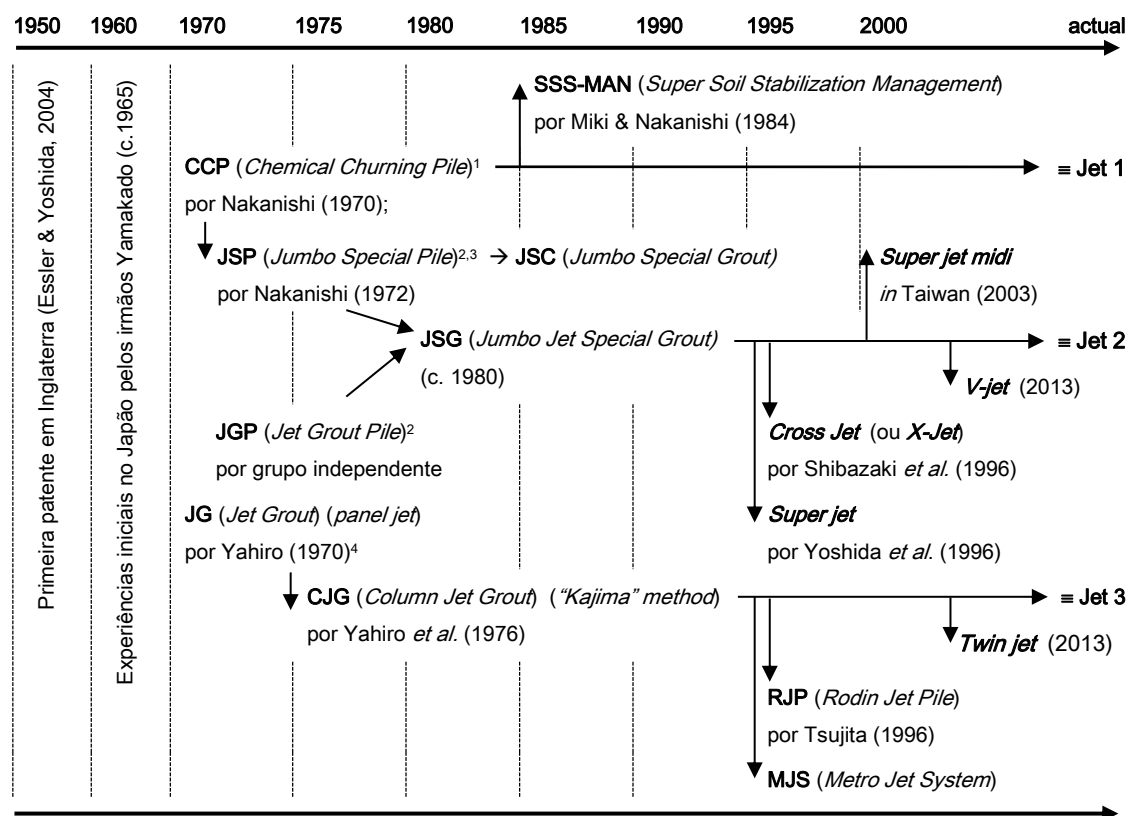
### 3 *JET GROUTING* NO REFORÇO DE FUNDAÇÕES

#### 3.1 Enquadramento

O *jet grouting* é uma técnica que permite o objectivo de reforço *in situ* (EN 12716, 2001) pelo aumento da capacidade resistente do terreno intervencionado em relação ao terreno natural (Mitchell & Jardine, 2002). Esta tecnologia integra-se na categoria (D4) de melhoramento de terrenos por mistura de ligantes da classificação adoptada pelo TC211 (antigo TC17) e consiste na desagregação e injeção do terreno, em profundidade, com recurso a jactos de fluidos a pressão elevada (Huybrechts & Denies, 2013) possibilitando, assim, melhorar as propriedades físicas e mecânicas de volumes controlados de terreno.

A técnica em referência é considerada muito versátil devido a factores como a diversidade de domínios de aplicação, a aptidão de formar elementos de *jet grout* com diferentes geometrias e orientações, e a capacidade de limitar o melhoramento apenas aos níveis ou camadas necessários. Esta característica traduz-se num aumento progressivo da sua utilização desde a sua origem (Carreto, 2000). Os resultados satisfatórios obtidos e muitas vezes relatados na literatura permitem a acumulação de experiência e o aumento de confiança no método e na sua potencial capacidade para resolver diversos tipos de problemas geotécnicos, na teoria, em todos os tipos de solos, naturais ou antrópicos. Visto que os casos de estudo apresentados compreendem soluções de reforço, não será analisado neste trabalho a questão da permeabilidade do material, pertinente no uso da técnica em funções de impermeabilização.

Numa nota sumária no que respeita ao histórico do *jet grouting*, de acordo com Essler & Yoshida (2004) a primeira patente relativa à tecnologia foi aplicada em Inglaterra na década de 50 do século XX, porém o seu desenvolvimento prático foi iniciado no Japão em meados da década de 60. Mais tarde, no final dos anos 70, expandiu-se primeiramente pela Europa (Alemanha, Itália, França), Singapura, Brasil e América do Norte, popularizando-se depois por todo o mundo (Xanthakos *et al.*, 1994; Essler & Yoshida, 2004; Croce *et al.*, 2013). Ainda no mesmo século, na década de 90, foram alcançados avanços significativos em termos dos equipamentos que permitem a construção de elementos com diâmetros de 5m (ou mais) e assim, conseguem melhorar volumes de terreno muito superiores aos sistemas convencionais (Tinoco, 2012) acrescentando interesse à técnica. Em Portugal, a primeira aplicação do *jet grouting* aconteceu em 1989, nas fundações do pilar 3 da ponte sobre o Rio Mondego (Custódio, 2009 *in* Rodrigues, 2009) e a sua utilização mais expressiva verificou-se a partir de 1994, nos trabalhos subterrâneos de modernização da rede de Metropolitano de Lisboa (Pinto *et al.*, 2001). Em modo de síntese, apresenta-se na Figura 3.1 um esquema cronológico dos eventos mais relevantes.



<sup>1</sup> O sistema CCP (Chemical Churning Pile) mudou precocemente a designação para Cement Churning Pile quando da substituição de caldas químicas por caldas de cimento, por razões ambientais (Xanthakos et al., 1994);

<sup>2</sup> O sistema JSP alterou a designação para JSC devido a questões de patente;

<sup>3</sup> Os sistemas JSP e JGP fundiram-se no sistema JSG (Xanthakos et al., 1994);

<sup>4</sup> O sistema JG só permitia a formação de painéis pelo que tornou-se obsoleto rapidamente.

Figura 3.1 Síntese do desenvolvimento da tecnologia de *jet grouting*

(adaptado de Xanthakos et al., 1994, de Essler & Yoshida, 2004 e de Croce et al., 2013)

## 3.2 Descrição da técnica

A técnica de *jet grouting* consiste na injeção a pressão e velocidade elevadas, directamente no terreno, de um fluido aglutinante<sup>9</sup> (em geral, calda de cimento) combinado, por vezes, com outros fluidos (ar comprimido e/ou água). A transformação da energia potencial da bombagem dos fluidos em energia cinética permite, simultaneamente, o (i) **corte** da estrutura inicial do terreno e a (ii) **mistura** (idealmente) uniforme das partículas desagregadas com a calda e uma **substituição parcial** do terreno existente. Após um período de cura, as partículas desagregadas sofrem uma (iii) **aglutinação** (cimentação) pela acção auto-endurecedora da calda (Carreto, 2000), resultando num corpo de material com geometria controlada e com características mecânicas (resistência e deformabilidade) superiores ao terreno inicial.

<sup>9</sup> O fluido aglutinante usado na técnica de *jet grouting* corresponde, em geral, à calda de cimento. Assim, para simplificação do texto, o termo "calda" poderá ser usado, com o sentido que se refere, de agora em diante.

### 3.3 Procedimento executivo

O procedimento executivo de *jet grouting* consiste, no essencial, à sequência de etapas representadas na Figura 3.2 e que se descrevem em seguida:

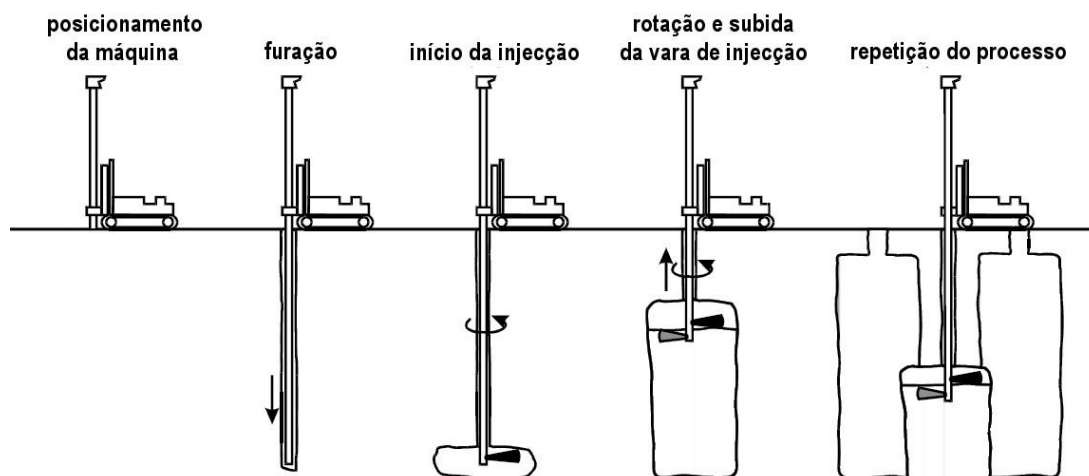


Figura 3.2 Sequência de execução de colunas de *jet grout* (adaptado de Hayward Baker, 2004)

- **Posicionamento do equipamento de furação e injeção** fazendo coincidir o eixo da vara de furação e injeção com o eixo da coluna, no caso de se pretender uma coluna circular, semicircular ou coluna parcial; ou numa das extremidades do painel, no caso de essa ser a configuração pretendida (Carreto, 2000).
- **Furação** destrutiva de um furo de pequeno diâmetro, tipicamente 90-130mm (Chu *et al.*, 2009), com a profundidade e a orientação pretendidas para os corpos de *jet grout* a construir, através do movimento de rotação descendente de uma vara e, por vezes, com a ajuda de um jacto de água vertical. Em terrenos coesivos, pode ser adequada a realização de **pré-furação** (pré-corte) que permite uma desagregação preliminar com auxílio de um jacto de água ou um jacto de água e ar (Van der Stoel, 2001).
- **Injeção dos fluidos** (fluido aglutinante, ar e/ou água) **a pressão e velocidade elevada** através um ou vários pequenos orifícios (injectores) localizados na parte inferior da vara, dispostos transversalmente ao seu eixo (gerando jactos horizontais), enquanto esta ascende a velocidade controlada até ser atingido o tamanho do corpo de *jet* projectado. Conforme o tipo de movimento efectuado pelas hastes (rotacional ou unidireccional) são obtidos elementos de *jet* com diferentes geometrias. Nesta fase, como explicado, o terreno é desagregado e parcialmente substituído pela calda, pelo que alguma da mistura desse material com a calda, o refluxo, sobe à boca do furo através do espaço anelar entre o furo e as hastes, de forma permanente.
- **Selagem** do furo após a conclusão da fase de injeção, se terminada a intervenção nesse ponto.

- **Reinício do processo** com reposicionamento do equipamento e repetição dos procedimentos após um dado tempo de cura (ou a aquisição de uma dada resistência) ou sem tempo de cura, neste caso, numa sequência construtiva “em contínuo” (*fresh in fresh*) (EN 12716, 2001).

### 3.4 Equipamento e materiais

O *jet grouting* requer um conjunto de equipamentos e materiais relativamente reduzido quando comparados com outras técnicas de reforço. Os sistemas de furação e injeção são muito fáceis de manobrar e podem ter dimensões compatíveis com locais de acesso limitado, *e.g.* interior de edifícios (Hayward Baker, 2004) o que se traduz numa vantagem inerente à técnica. No que diz respeito aos materiais, em geral, são usados água e cimento para a formação de caldas, na razão a/c adequada (EN 12716, 2001). A mesma norma prevê a possibilidade de uso de aditivos ou outros materiais que melhorem o seu desempenho face às condições locais, ou mesmo o uso de outros ligantes hidráulicos em substituição do cimento.

Enunciam-se, de seguida, os principais equipamentos que podem ser necessários às operações de *jet grouting* (EN 12716, 2001), e que estão representados na Figura 3.3:

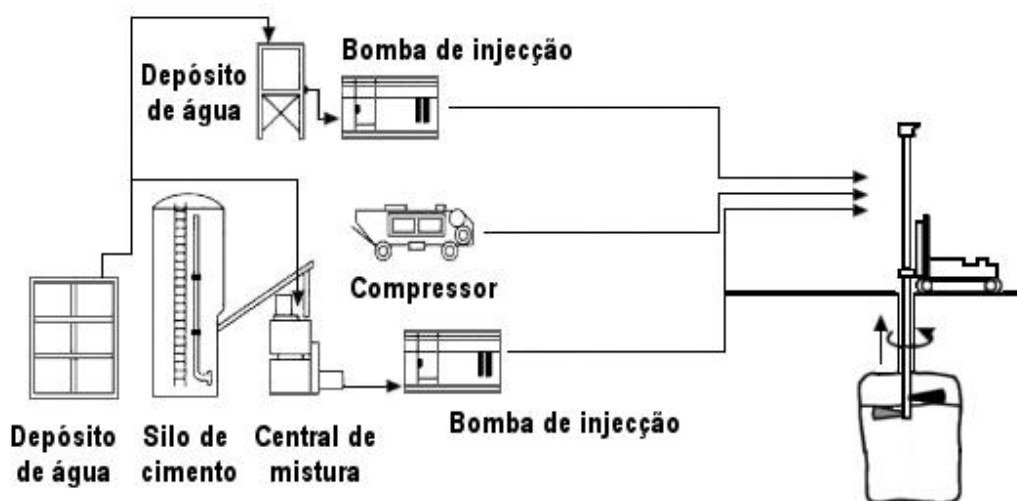


Figura 3.3 Principais equipamentos para a técnica de *jet grouting* (adaptado de YBM, 2011)

- **Sistema de perfuração e injeção** que inclui uma cabeça de rotação que fixa as hastes de *jet grouting*. Na extremidade inferior da vara é acoplada uma coroa de furação e acima da coroa dispõem-se os bicos dos injectores na configuração (*i.e.* orientação, diâmetro e número) própria de cada sistema de *jet* (Secção 3.5);
- **Central de calda de cimento** que engloba um silo de cimento, um depósito de água e uma central de mistura;



- **Bomba de injeção de alta pressão (calda) e central de controlo;**
- **Mangueiras flexíveis** que fazem a ligação entre as hastes de jet grouting e a bomba de injeção de alta pressão;
- **Compressor (ar);**
- **Bomba de injeção de alta pressão (água);**
- **Bomba de refluxo e depósito (se aplicável).** O refluxo, como os outros resíduos produzidos na obra, tem que ser devidamente gerido, em particular em intervenções em zonas urbanas. Para tal, o material é direccionado (ou bombeado, se necessário) para uma zona de retenção ou deposição, e/ou transportado para local adequado.

Importa notar a relevância da definição adequada da localização do estaleiro (EN 12716, 2001). Esta, por um lado, deve ser próxima das áreas a reforçar (para facilitar o processo e minimizar custos) e, por outro, deve acautelar a estabilidade e segurança dos equipamentos acima referidos, ou seja, é necessário assegurar uma plataforma de trabalho em conformidade com as cargas previstas. É, ainda, indispensável atender às necessidades (significativas) de energia e água dado que, dependendo da localização da obra, e sobretudo em locais ermos, a logística requerida ao seu provisionamento pode acrescer sobrecustos relevantes.

### 3.5 Sistemas de *jet grouting*

Os sistemas de *jet grouting* correntes equivalem aos sistemas originais – CCP (*Cement Churning Pile*), JSG (*Jumbo Jet Special Grout*) e CJG (*Column Jet Grout*) desenvolvidos no Japão (*vide* Figura 3.1) – e resumem-se a três tipos, respectivamente: sistema de jacto simples ou *Jet 1*, sistema de jacto duplo ou *Jet 2* e sistema de jacto triplo ou *Jet 3*. Estes baseiam-se no mesmo princípio físico (corte, mistura e substituição parcial e aglutinação) e distinguem-se em função do número de fluidos injectados no terreno (EN 12716, 2001).

Posteriormente foram desenvolvidos outros métodos e sistemas com a capacidade de obtenção de dimensões transversais maiores (*e.g. Superjet*) e/ou com a capacidade de criação de material solo-cimento com melhor qualidade e maior precisão na geometria final dos corpos de *jet* (*e.g. Cross-jet*). Apresentam-se, de seguida, alguns dos sistemas de *jet grouting* referindo as suas características mais relevantes.

#### 3.5.1 Sistema de jacto simples ou *Jet 1*

Sistema em que a desagregação do terreno e a injeção (e mistura) são efectuadas por um, ou mais, jactos de um único fluido aglutinante (geralmente, calda de cimento) a partir de um, ou mais, injectores numa vara simples (Figura 3.4).

Trata-se do sistema mais simples, flexível e económico que, apesar de apresentar limitações no que diz respeito à dimensão transversal dos elementos de *jet* produzidos, constitui uma alternativa viável nos casos em que há reservas no uso de jacto de ar e na diminuição da resistência final do material (Tinoco, 2012).

Este sistema pode ser aplicado em cortinas de impermeabilização em solos porosos, em ancoragens, em selagens (*e.g.* de paredes moldadas) (Hayward Baker, 2004). Devido à sua adequação à produção de corpos horizontais e sub-horizontais é ainda usado em túneis, nomeadamente, na consolidação de abóbodas e frentes de túneis.

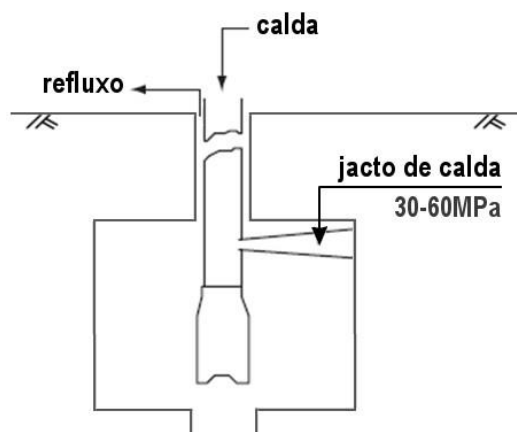


Figura 3.4 Representação do sistema de jacto simples (adaptado de Essler & Yoshida, 2004)

### 3.5.2 Sistema de jacto duplo ou *Jet 2*

#### a) Jacto duplo (ar)

Sistema em que a desagregação do terreno e a injeção (e mistura) são efectuadas por um, ou mais, jactos de calda de cimento envolvidos por ar comprimido (Figura 3.5).

Na fase de injeção é utilizada uma vara coaxial dupla, onde a calda circula pela vara interior e o ar comprimido passa pelo espaço existente entre as duas varas. Os fluidos são assim injectados para o exterior através do mesmo injetor, em conjunto e a pressão elevada (superior ao sistema simples).

O uso do ar comprimido reduz a perda de energia do processo (por redução da fricção entre o fluido aglutinador e o terreno) acrescentando capacidade erosiva ao jacto de calda, de modo a obter maiores dimensões nos elementos de *jet grout* produzidos. Facilita, ainda, a remoção de parte do terreno desagregado (Xanthakos *et al.*, 1994) mas provoca uma maior quantidade de refluxo (face ao volume de terreno desagregado) ou seja, uma perda significativa de calda (Essler & Yoshida, 2004). Pode, então, resultar um material com uma resistência inferior por

conter mais ar na mistura (Xanthakos *et al.*, 1994) com consequente diminuição do respectivo peso volúmico.

### b) Jacto duplo (água)

Sistema que usa uma vara coaxial dupla em que a desagregação é efectuada por, pelo menos, um jacto de água e, simultaneamente, a injeção e mistura são realizadas por um jacto de calda (com pressão elevada) através de um injector distinto, localizado abaixo do anterior (Figura 3.5).

O jacto de água visa promover uma ruptura primária do terreno que é completada pelo jacto de calda (Kaidussis & Gomes de Tejada, 2000), que então substitui a água e as fracções finas desagregadas. Por encontrar menor resistência no terreno, o jacto de calda consegue uma maior penetração, permitindo um aumento nas dimensões finais. Acresce que pela remoção de parte da fracção mais fina é obtido um material com melhores propriedades mecânicas.

O sistema duplo pode ser aplicado na estabilização de solos, cortinas de painéis impermeabilizantes (Hayward Baker, 2004).

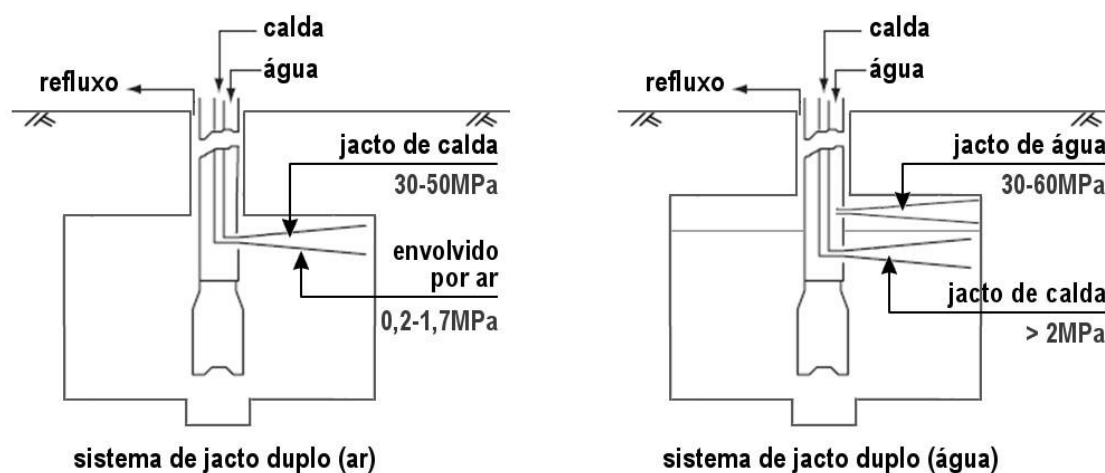


Figura 3.5 Representação do sistema de jacto duplo (ar) e (água) (adaptado de Essler & Yoshida, 2004)

### 3.5.3 Sistema de jacto triplo ou *Jet3*

Sistema em que a desagregação é efectuada por um jacto de água envolvido por ar comprimido através de um injector comum superior e, simultaneamente, a injeção e mistura são realizadas por um jacto de calda através de um injector inferior, numa vara coaxial tripla<sup>10</sup> (Figura 3.6).

<sup>10</sup> Informações mais detalhadas sobre as possibilidades de funcionamento do equipamento do sistema triplo podem ser obtidas em Xanthakos *et al.* (1994), no Sub-Capítulo 8.2.

Também neste sistema, o ar comprimido evita a dispersão do jacto de água potenciando a sua acção desagregadora (Kaidussis & Gomes de Tejada, 2000). É assim criada uma cavidade e o jacto de calda (a pressão inferior) substitui parte do material erodido e permite alguma homogeneização com a mistura fluida água-solo desagregado que permanece no furo.

Embora produza os elementos de solo-cimento de maior dimensão entre os três sistemas descritos, é mais dispendioso, menos flexível e, principalmente, tem o risco de descompactar o solo envolvente quando o terreno é desagregado e lavado, logo limita o seu uso (Lunardi, 1997).

O sistema triplo pode ser utilizado no reforço de escavações e fundações, lajes horizontais/controlo de permeabilidade dos terrenos, cortinas de painéis impermeabilizantes, estabilização de solos de granulometria fina (Hayward Baker, 2004).

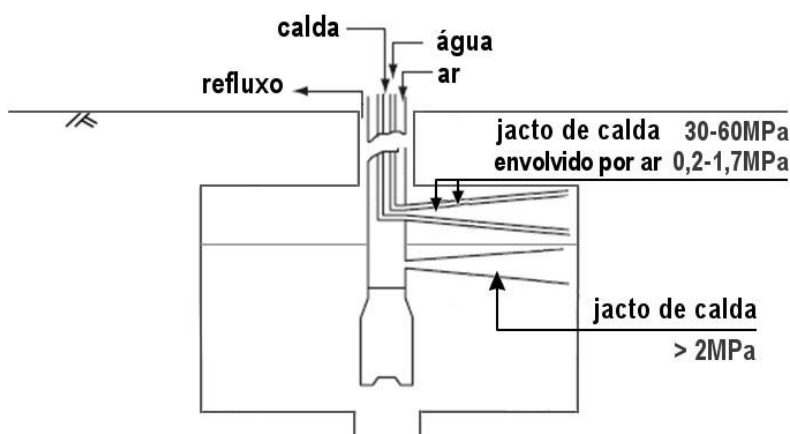


Figura 3.6 Representação do sistema de jacto triplo (adaptado de Essler & Yoshida, 2004)

### 3.5.4 Outros sistemas de *jet grouting*

#### ***SSS-Man (Super Soil Stabilization Management)***

Sistema em que, após a abertura de um furo piloto, é utilizado um jacto de água envolvido em ar comprimido para a criação de uma cavidade maior no terreno. Essa cavidade é depois examinada recorrendo a um transdutor ultra-sónico para verificar a necessidade de realização de nova injeção de ar-água. Posteriormente, é efectuada a injeção de calda, em geral, de cimento (Xanthakos *et al.*, 1994). É garantida, assim, a obtenção das dimensões dos elementos de *jet grout* conforme o projecto e um alto nível de substituição de terreno.

O *SSS-Man* permite diâmetros de 2 a 4m, é eficaz até cerca de 70m de profundidade, contudo, trata-se de um sistema dispendioso e moroso (Xanthakos *et al.*, 1994; Choi, 2005).

### ***Superjet***

Sistema semelhante ao sistema de jacto duplo que recorre a dois injectores opostos, de grande diâmetro (superior a 5mm) (Pinto, 2009). Quando atingida a profundidade de furação, a calda (em geral, de cimento) envolvida por ar comprimido é injectada a uma pressão superior a 70MPa, e com uma velocidade de rotação e subida das hastes muito lenta (Chu *et al.*, 2009) (Figura 3.7). Desta forma é possível a criação de elementos de *jet grout* com dimensões de 3 até 5m (Essler & Yoshida, 2004; Chu *et al.*, 2009). De acordo com Chu *et al.* (2009), este é o sistema mais eficaz para a estabilização de grandes massas de solo.

### ***Cross-jet (ou X-Jet)***

Sistema em que são usados dois jactos de água, ambos envolvidos por ar comprimido, ligeiramente inclinados de modo a colidirem a uma distância definida. No ponto de intersecção a energia dos fluidos é rapidamente dissipada, limitando a capacidade de desagregação de modo a controlar com maior precisão a dimensão dos elementos construídos (Figura 3.7). O jacto de calda tem, neste sistema, uma pressão mais baixa e é projectado por um injector localizado abaixo do par de injectores de jacto água-ar (Wang *et al.*, 2013).

Com este sistema resulta uma maior substituição do terreno *in situ*, logo um material de melhor qualidade, bem como maiores volumes de terreno tratado (Essler & Yoshida, 2004) com reduções na produção de refluxo (Tinoco, 2012). Contudo, requer equipamento mais sofisticado e caro, e técnicos experientes (*op. cit.*).

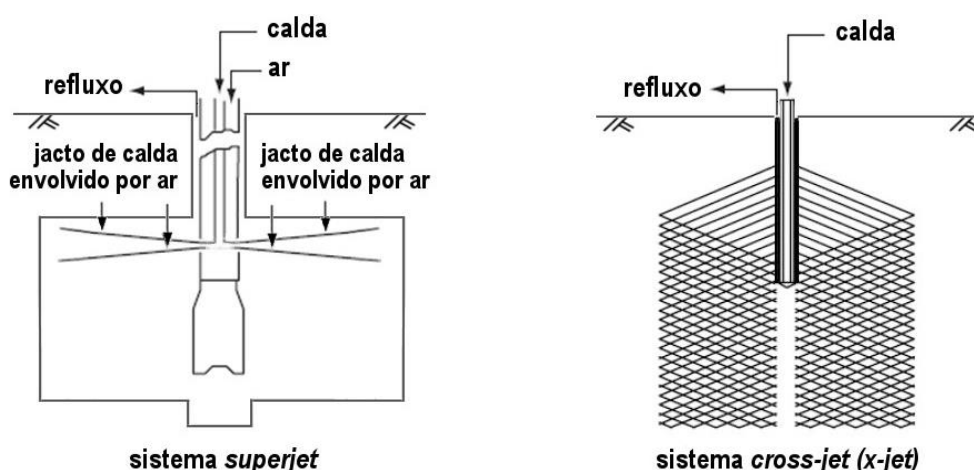


Figura 3.7 Representação dos sistemas *Superjet* e *Cross-jet (x-jet)* (adaptado de Essler & Yoshida, 2004)

### ***RJP (RodinJet Pile)***

Sistema que resulta do desenvolvimento do sistema de jacto triplo corrente. Neste caso, os jactos de água e calda (em geral, de cimento) envolvidos em ar comprimido são usados com

pressão elevada e em simultâneo. Com este sistema, o terreno é sujeito a duas fases de desagregação, primeiramente pela água, seguida pela erosão secundária do jacto de calda, permitindo a obtenção de corpos de *jet grout* de dimensões maiores (Wang *et al.*, 2013). Xanthakos *et al.* (1994) menciona, ainda, o uso desta patente nos sistemas simples e duplo, *Rodinjet* 1 e 2, respectivamente.

### MJS (*Metro Jet System*)

Sistema que recorre a uma vara “externa” composta por diversas varas no interior, como ilustrado na secção transversal representada na Figura 3.8. As varas assumem diferentes funções como descrevem Wang *et al.* (2013), nomeadamente, (i) para injectar a calda a pressão elevada (vara da calda), (ii) para injectar água a pressão elevada para desagregar o terreno (vara da água I), (iii) para auxiliar o transporte do refluxo para a superfície (vara da água II), (iv) para injectar ar comprimido (vara do ar), (v) para o conjunto de cabos que ligam ao sensor (vara dos cabos), (vi) para transportar o fluido aditivo (vara do aditivo) e (vii) para transportar o refluxo formado durante o processo de *jet grouting* até à superfície (vara do refluxo).

Este conjunto de múltiplas varas, distinto das varas coaxiais dos sistemas convencionais visa facilitar a remoção do refluxo e, assim, eventuais empolamentos e deslocamentos laterais provocados pelas operações de *jet grouting* (*op. cit.*).

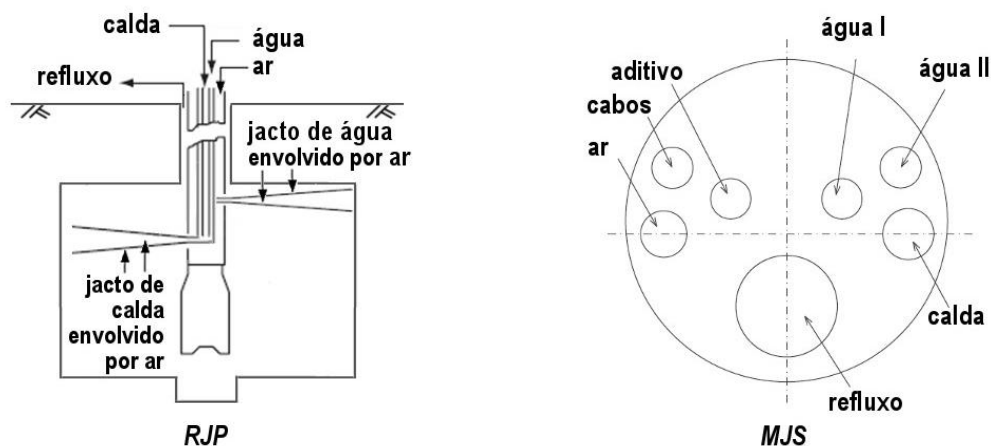


Figura 3.8 Representação dos sistemas *RJP* e *MJS* (secção transversal) (adaptado de Wang *et al.*, 2013)

### *Superjet midi*

Sistema que constitui uma variação ao sistema de jacto duplo corrente e que permite a obtenção de elementos de *jet grout* de maiores dimensões, em geral, entre os 2,4m e 3,5m. Para tal, são usados parâmetros executivos diferentes, por exemplo, é aumentada a pressão

de injeção da calda, o diâmetro dos injectores e o volume injectado de calda por minuto, enquanto a velocidade de rotação da vara é diminuída em relação ao sistema de jacto duplo (Fang *et al.*, 2006 *in* Rodrigues, 2009).

### **JMM (*Jet mechanical mixing* ou método RASJET)**

Método que combina a mistura de solos e o *jet grouting* e que permite construir colunas sobrepostas constituídas por uma coluna interna de mistura de solo com recurso a trado, e uma coluna externa produzida pela injeção de calda *in situ*.

O processo inicia-se com o trado a realizar a furação, com injeção simultânea de água, até à base da coluna de JMM a construir, subindo depois até ao topo da coluna a efectuar uma mistura mecânica (sem qualquer injeção). Seguidamente desce com injeção de calda e mistura mecânica formando, assim, a coluna de mistura de solo interna, do topo para a base. Depois, ascende com injeção para formar um perímetro externo em *jet grout* (Chu *et al.*, 2009).

### ***V-Jet***

Sistema que decorre do desenvolvimento do sistema duplo e usa um equipamento com dois injectores de calda envolvida em ar, horizontais e opostos, e uma bomba de alta pressão optimizada para minimizar as perdas de energia (Shinsaka & Yamazaki, 2013).

Este método visa melhorar a instalação de elementos de *jet grout* de grande diâmetro (testes efectuados até 5m), mais rapidamente e com uma redução expressiva da produção de refluxo.

### ***Twin-Jet***

Método que visa a solidificação instantânea (5 a 10 segundos) do material solo-ligante pela adição de um segundo ligante (*e.g.* Silicato de Sódio) recorrendo a um sistema desenvolvido a partir do sistema triplo tradicional (Kim, 2008 e Shen *et al.*, 2009 *in* Wang *et al.*, 2013) que é apresentado no esquema da Figura 3.9. Em geral, os valores de pressão de injeção usados variam entre 10 e 40MPa.

Pode ser usado em soluções verticais e horizontais, e em terrenos arenosos e argilosos, com especial interesse para solos moles (*op. cit.*). Por permitir uma maior rapidez no endurecimento do material, este método tem associado um aumento significativo na produtividade e, consequentemente, a redução dos custos de operação.

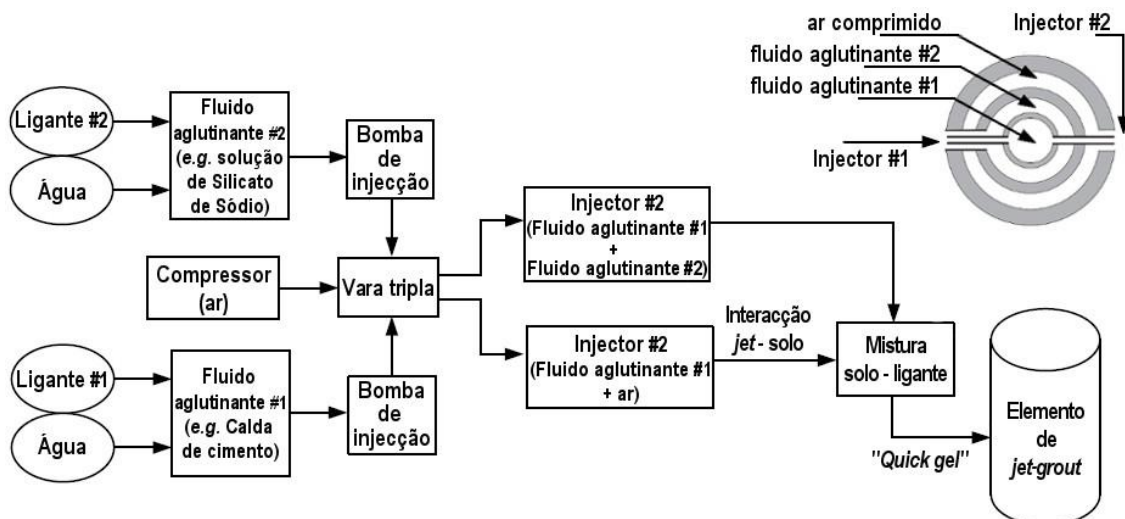


Figura 3.9 Representação do sistema *Twin Jet* e secção transversal da vara de injeção  
(adaptado de Wang *et al.*, 2013)

### 3.6 Geometria e orientação

Como referido, a versatilidade que caracteriza o *jet grouting* está, entre outros factores, associada à possibilidade de construir elementos com diferentes geometrias e orientações adequando-se aos diferentes objectivos de aplicação (Figura 3.10).

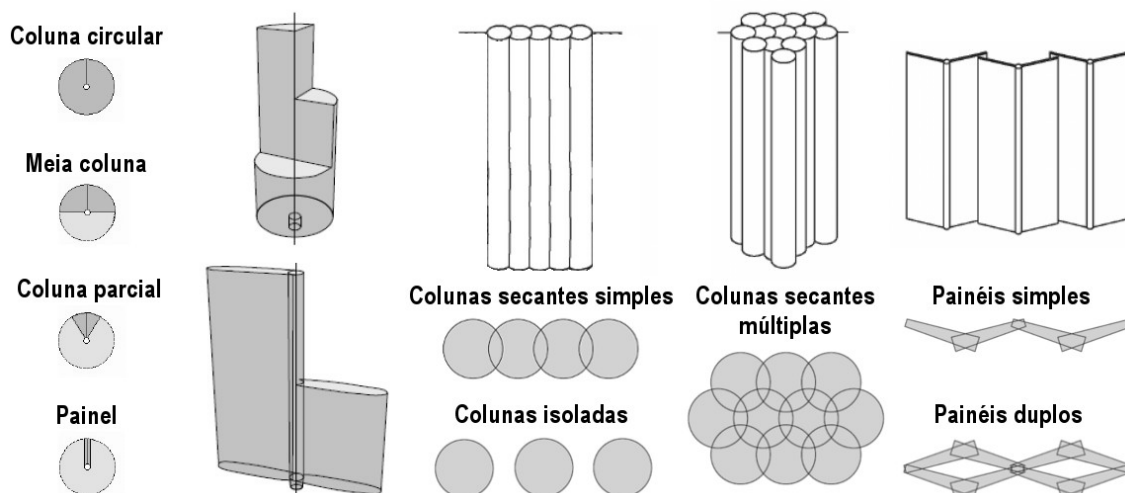


Figura 3.10 Exemplos de geometrias e arranjos para elementos de *jet grout* (2D e 3D)  
(adaptado de BAUER, 2013; Croce *et al.*, 2013)

No que diz respeito às geometrias possíveis, estas relacionam-se com o modo como se realiza a subida da vara durante a injeção, ou seja, o tipo de movimento, a velocidade de rotação, a velocidade de subida. Assim, a vara pode efectuar um movimento de rotação completa ou parcial, se for pretendida a formação de uma coluna completa, meia coluna ou coluna parcial.



Pode, igualmente, manter o jacto numa direcção constante para a execução de um corpo de geometria plana (painel).

As geometrias básicas, ainda, podem ser combinadas na execução de elementos tangentes ou secantes de modo a produzir estruturas contínuas. Referem-se como exemplo: (i) cortina de colunas ou de painéis: muro obtido pela sobreposição de elementos, onde podem ser inseridos elementos metálicos, *e.g.* tubos, varões, perfis (EN 12716, 2001) para o reforço aos esforços de tracção; (ii) laje de fundo (“tampão” de fundo): estrutura horizontal formada pela sobreposição de elementos; (iii) “guarda-chuva”: arco formado por elementos horizontais ou sub-horizontais sobrepostos; (iv) bloco: estrutura tridimensional formada pela sobreposição de elementos (Van der Stoel, 2001).

O *jet grouting* permite a construção de elementos (e estruturas) em ângulos variáveis, da vertical até à horizontal. As soluções sub-verticais assumem particular utilidade em aplicações em zonas urbanas, contornando eventuais condicionalismos em termos de estruturas ou infraestruturas conhecidas, em soluções de reforço de fundações de construções existentes. Enquanto as soluções sub-horizontais servem, entre outras aplicações, a estabilização de taludes ou os processos de construção de túneis, *e.g.* na consolidação de abóbodas a partir do seu interior, antes ou após a escavação, ou na consolidação de frentes de túneis em terrenos formados por solos moles e saturados.

De notar que a execução de variações à verticalidade dos corpos de solo-cimento podem ter limitações técnicas. Designadamente, de acordo com ASCE (1997) não é preconizada a utilização de ar em projectos que pretendam elementos de *jet grout* com ângulos acima de 30° com a vertical. A justificação relaciona-se com o facto de o uso dos jactos de ar comprimido no processo criar pequenas bolhas na mistura solo-cimento sendo, assim, favorecida a ascensão e remoção do refluxo do furo. Contudo, este efeito benéfico é diminuído à medida que os ângulos de injeção do *jet grouting* se aproximam da horizontal, ou seja, nessas condições a saída do ar é reduzida. Esta circunstância aumenta a propensão para a ocorrência de bloqueios no espaço anelar entre as varas e o furo que, conseqüentemente, potencia a tendência à fractura hidráulica do terreno e o surgimento de empolamentos. Onde, a maioria das intervenções nas orientações angulares referidas são executadas recorrendo ao sistema simples que não aplica o jacto de ar (Choi, 2005).

### 3.7 Projecto de *jet grouting*

O projecto de *jet grouting* é compreende diferentes etapas que devem ser norteadas pelos objectivos fundamentais da intervenção, considerando a complexidade e o risco da obra. A Norma EN 12716 (2001) sequencia as actividades inerentes ao projecto dando, no entanto, mais ênfase à fase de execução do que à fase de dimensionamento (Croce *et al.*, 2013),

enquanto o Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1, 2010) providencia orientações para o dimensionamento deste tipo de intervenções. Com base na EN 12716 (2001), Tinoco (2012) e Croce *et al.* (2013) apresenta-se na Figura 3.11 uma proposta sumária das principais etapas do projecto de *jet grouting* com referência às validações preconizadas no âmbito do controlo de qualidade que serão analisadas adiante.

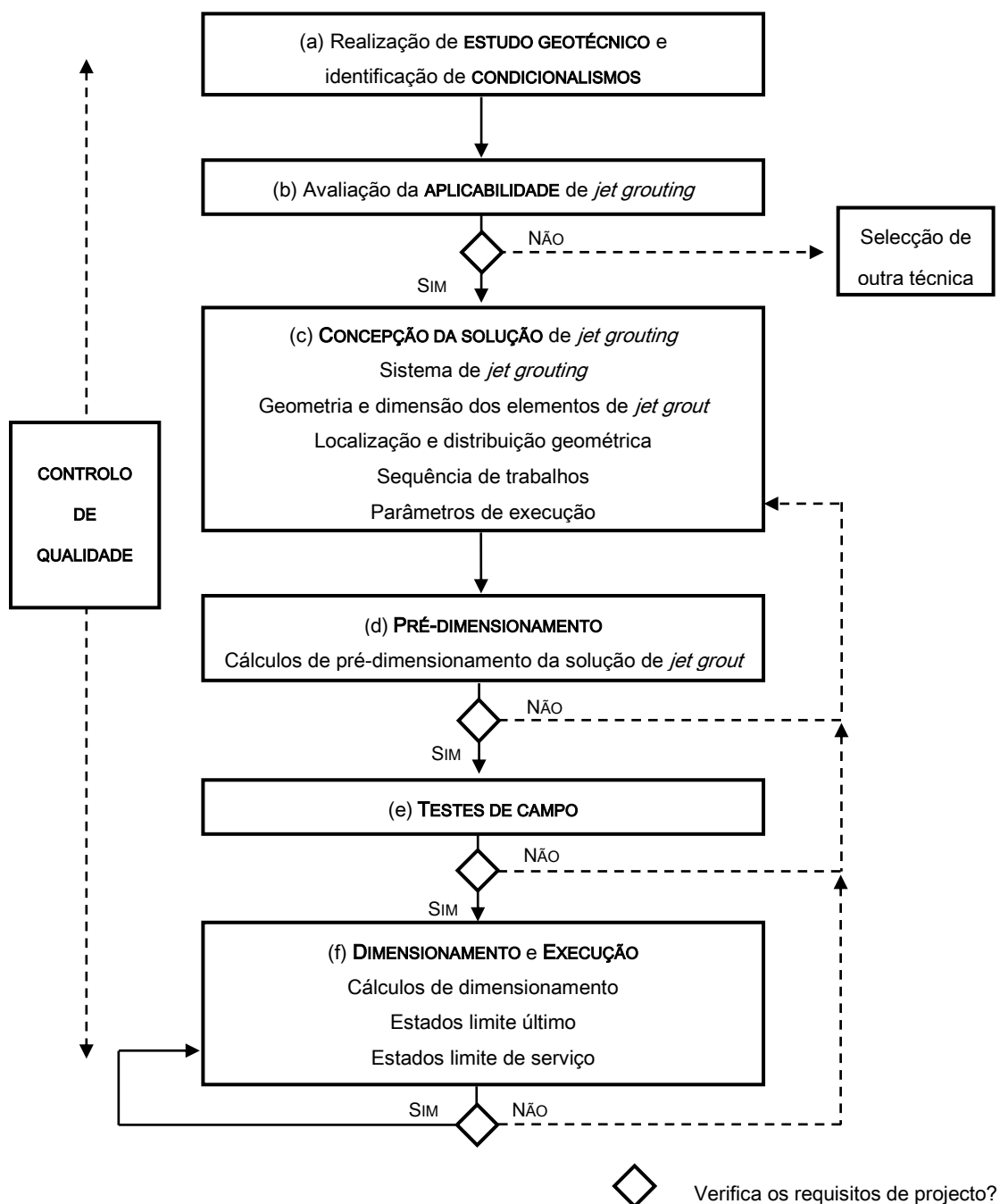


Figura 3.11 Proposta de resumo da sequência de etapas do projecto de *jet grouting*  
(adaptado de EN 12716, 2001; Tinoco, 2012 e Croce *et al.*, 2013)

Comummente, o dimensionamento do *jet grouting* é considerado um processo complexo na medida em que depende de factores de carácter distinto para a obtenção de um material final

que satisfaça as necessidades de projecto requeridas. Atendendo ao conceito da técnica, que visa o melhoramento através da mistura de uma calda com o terreno *in situ*, as características do material obtido (*e.g.* homogeneidade, resistência, rigidez) são difíceis de antever com total precisão. Estas dependem (i) das propriedades do terreno inicial, (ii) do sistema de *jet grouting*, (iii) do elevado número de parâmetros executivos interdependentes e (iv) da qualidade da execução, *e.g.* percentagem de substituição ocorrida e uniformidade da operação.

O dimensionamento tem, ainda, associado um grau de empirismo importante (Croce & Flora, 2001) e é fortemente apoiado na experiência das empresas construtoras, mesmo em empreendimentos de grande escala (Tinoco, 2012). Daí resulta que seja fundamental o acompanhamento do processo por acções de controlo de qualidade (*op. cit.*) que validem as decisões tomadas e assegurem que os elementos de *jet grout* finais apresentam as propriedades necessárias ao cumprimento dos objectivos estabelecidos.

De salientar que tanto a fase de dimensionamento como a fase de execução requerem grande cuidado técnico, já que a ocorrência de falhas prejudicará a qualidade do produto resultante (Essler & Yoshida, 2004).

### 3.7.1 Investigação geológica-geotécnica e condicionalismos

Na fase inicial do projecto de *jet grouting* devem ser examinados aspectos relacionados com:

- Caracterização geológica-geotécnica do terreno de acordo com as exigências do Eurocódigo 7 (EN 12716, 2001) que podem compreender a realização de sondagens (natureza do terreno, estratigrafia, estruturas geológicas, posição e variação do nível freático, condutividade hidráulica do meio, e outros), ensaios de campo (em geral, ensaios SPT e/ou CPT para avaliar as propriedades mecânicas do terreno), ensaios de laboratório sobre amostras recolhidas, incluindo, eventualmente, ensaios de permeabilidade nos solos coesivos (Lunardi, 1997) e análises químicas para avaliar o grau de agressividade química do solo;
- Avaliação de condicionalismos inerentes ao local de natureza logística e ambiental (Croce *et al.*, 2013) e inerentes ao tipo de intervenção como (i) existência e condições de estruturas e infra-estruturas nas proximidades que constituam restrições de acesso e de desenvolvimento dos trabalhos, (ii) constrangimentos e solicitações ambientais, com particular atenção à gestão de resíduos, designadamente, ao material de refluxo (EN 12716, 2001), entre outros.

O desenvolvimento de uma adequada caracterização geológica-geotécnica constitui uma das etapas fundamentais do processo de *jet grouting* (Lunardi, 1997). Por definição, o material resultante da intervenção advém da mistura parcial do solo com calda de cimento, e não numa

substituição completa do solo, pelo que há uma dependência das propriedades iniciais do terreno. Portanto, uma campanha geológica-geotécnica incompleta ou desajustada pode conduzir a pressupostos errados para as formulações de pré-dimensionamento e, consequentemente, ao aumento de custos e eventual incumprimento de prazos (relacionados com a necessidade de reajuste de equipamentos, materiais e planeamento executivo, *a posteriori*, de modo a atingir os objectivos visados).

### 3.7.2 Aplicabilidade

Considera-se que a técnica de *jet grouting* é eficaz numa vasta gama de terrenos naturais (solos e rochas brandas) e em aterros, independentemente da granulometria ou permeabilidade. De acordo com Pinto (2009) reconhecem-se limites de aplicação da técnica em (i) solos orgânicos ácidos ( $\text{pH} < 5$ ), (ii) solos argilosos muito compactos ou rochas, (iii) solos de calibre grosseiro, sem finos, especialmente quando saturados e (iv) solos muito heterogéneos, com grandes descontinuidades e vazios, principalmente com fluxo de água intersticial, que pode impedir a estabilização da calda de cimento. Não obstante, quando comparado com outros tipos de injeções, o *jet grouting* é superior na aplicabilidade e rentabilidade (Hayward Baker, 2004) (Figura 3.12).

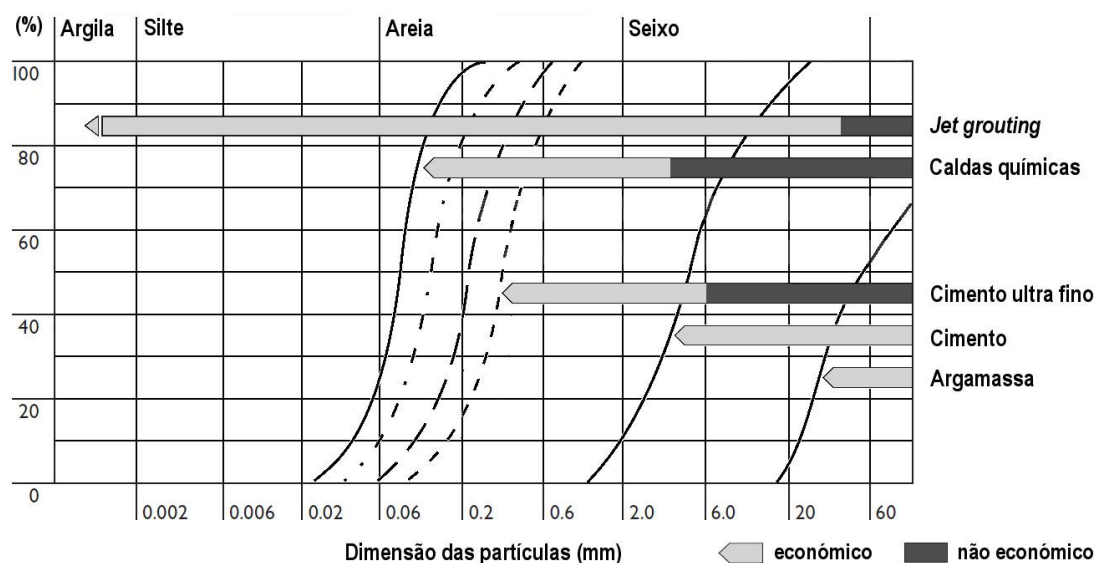


Figura 3.12 Aplicabilidade de *jet grouting* versus outros tipos de injeções  
(adaptado de Hayward Baker, 2004)

Conceptualmente, na técnica de *jet grouting* é provocada a erosão do terreno através da acção dos jactos a elevada pressão. Donde, as características de erodibilidade do meio influenciam a geometria e a qualidade final do material, no sentido em que esse processo é mais eficiente em terrenos que se desagreguem mais facilmente. Pode verificar-se na Figura 3.13 que os solos incoerentes são tipicamente mais erodíveis que os coesivos (Burke, 2004; Hayward Baker,

2004). No entanto, constata-se que os seixos e calhaus, apesar de serem solos sem coesão, podem tornar-se bastante difíceis de erodir, consoante da sua densidade *in situ* e da matriz do solo. Nomeadamente, o melhoramento poderá ser diminuído pelo bloqueio do jacto por um calhaus e criação de uma “zona de sombra” atrás dele (Burke, 2004).

Em particular, as margas apresentam, tendencialmente, maiores dificuldades no processo de erosão, dadas as suas características intrínsecas já descritas. Resulta que, sendo confirmada a aplicabilidade do *jet grouting* a estes materiais, o sistema de *jet*, os equipamentos e os parâmetros executivos devem ser adaptados ao caso presente.

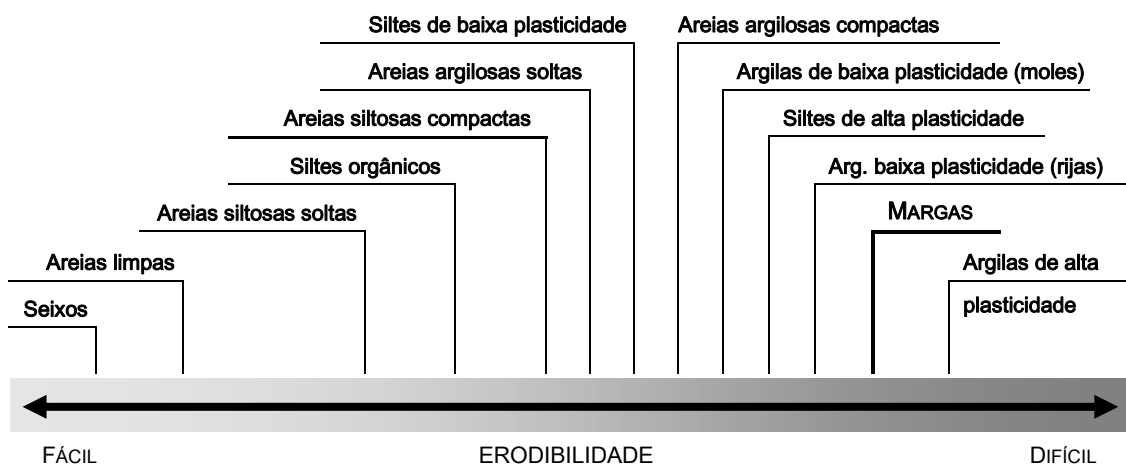


Figura 3.13 Erodibilidade de diferentes tipos de solos (adaptado de Hayward Baker, 2004)

Ainda no contexto da aplicabilidade, o *jet grouting* pode ser utilizado em terrenos com alternâncias litológicas, cujas características são bem conhecidas, tendo a capacidade de ultrapassar as diferenças existentes (Lunardi, 1997). Esta valia advém da técnica permitir o ajuste dos parâmetros de execução no decorrer do processo para, assim, ser obtido um resultado regular em todo o corpo solo-cimento.

### 3.7.3 Concepção da solução

As fases prévias de uma solução por *jet grouting* são condicionadas, em grande medida, pelos resultados da investigação geológica-geotécnica, como referido. É a partir das características geotécnicas aferidas que, em primeiro lugar, é confirmada a aptidão do uso da técnica e, posteriormente, são estimadas as características requeridas aos elementos de *jet grout* finais (diâmetro, propriedades mecânicas e outras). De notar, que os parâmetros de execução envolvidos na técnica apresentam uma interdependência complexa entre si, que importa compreender (Tinoco, 2012) para que sejam antecipados os efeitos da alteração de cada um no resultado final da intervenção. Na fase de pré-dimensionamento podem ser consideradas

diferentes soluções que terão, necessariamente, que ser testadas em termos de estados limite último e de serviço (Croce *et al.*, 2013).

Referem-se, de seguida, alguns dos conceitos e correlações envolvidas no desenvolvimento desta etapa do projecto.

#### (a) Sistema de *jet grouting*

A escolha do sistema de *jet grouting* tem que atender a diversas condições, nomeadamente, a sua adequabilidade ao tipo de terreno e às suas características (Quadro 3.1), aos requisitos/objectivos de projecto (grau de reforço esperado, diâmetros visados, entre outros), aos aspectos económicos (Tinoco, 2012) e de logística/práticos, *e.g.* disponibilidade do construtor para prover equipamentos mais sofisticados e dispendiosos (como para o sistema *cross-jet*), prazos da empreitada e outros.

Quadro 3.1 Aplicabilidade tendencial dos três principais sistemas de *jet grouting* a solos coesivos e incoerentes considerando os valores de  $N_{SPT}$  (adaptado de Carreto, 1999; Tinoco, 2012)

TIPO DE SOLOS		SISTEMAS DE <i>JET GROUTING</i>		
		SIMPLES	DUPLO	TRIPLO
SOLOS COESIVOS	$N_{SPT}$	<5 – 10	<10	<15
SOLOS INCOERENTES	$N_{SPT}$	<20	<50	<50

#### (b) Geometria e dimensão dos elementos de *jet grout*

A técnica de *jet grouting* permite construir elementos com diferentes configurações geométricas (colunas ou painéis), isoladas ou combinadas, e com orientações diversas (vertical, horizontal ou oblíqua) (*vide* Secção 3.6) dependendo a definição destas características da sua adequação à função visada e das limitações do local e dos equipamentos. Por exemplo, para o reforço de fundações são, comumente, usadas colunas verticais isoladas sob os elementos de fundação existentes, enquanto para a consolidação e reforço de túneis podem ser usadas fiadas de elementos de *jet grout* horizontais ou sub-horizontais. De assinalar, ainda, a possibilidade provida pela técnica de actuar a uma distância específica da boca do furo. Ou seja, a partir de um dado ponto de ataque é realizado o melhoramento de uma porção limitada do terreno mas a que pode corresponder um volume intervencionado significativo.

No que diz respeito aos diâmetros de colunas<sup>11</sup> (Quadro 3.2) (ou dimensões de painéis) constata-se que os valores alcançáveis dependem de várias condições, nomeadamente, (i) do

<sup>11</sup> O trabalho de Carreto (1999) é um exemplo de uma referência onde é detalhada uma análise sobre a influência dos parâmetros de execução, conforme o tipo de solo e o sistema de *jet*, nos diâmetros finais de elementos de *jet grout*.

sistema de *jet grouting*, (ii) da natureza e características dos terrenos e (iii) dos parâmetros executivos.

Quadro 3.2 Diâmetros expectáveis das colunas em função da granulometria do solo e do sistema de *jet*

	SISTEMA	DIÂMETRO DAS COLUNAS [mm]		
		ARGILAS *	SILTE	AREIA
Kaidussis & G. de Tejada (2000)	SIMPLES	350 – 400	450 – 550	500 – 850
	DUPLO	700 – 900	750 – 1000	800 – 1100
	TRIPLO	1050 – 1600	1150 – 1900	1200 – 2000
Burke (2004)	SIMPLES	400 – 900	600 – 1100	800 – 1200
	DUPLO	900 – 1800	900 – 1800	1200 – 2100
	TRIPLO	900 – 1200	900 – 1400	900 – 2500
	<i>SUPERJET</i>	3000 – 4300	3300 – 4600	3500 – 5000
	<i>X-JET</i>	2300	2300	2300

\* Burke (2004) refere “argilas moles”.

De um modo sumário, pela análise do Quadro 3.2, verifica-se que é possível obter dimensões tendencialmente crescentes, conforme o sistema utilizado seja o sistema simples, duplo, triplo ou outro de aptidão superior. É, igualmente, possível notar uma correspondência entre as dimensões exequíveis por cada sistema, a granulometria dos terrenos (relacionável com a facilidade de desagregação do terreno acima descrita) e os valores de  $N_{SPT}$  medidos. Designadamente, com o mesmo sistema de *jet grouting* observa-se a propensão para a obtenção de diâmetros menores com o decréscimo do tamanho das partículas constituintes dos terrenos (Quadro 3.2) e, de modo análogo, com o aumento do valor do  $N_{SPT}$  (Figura 3.14).

Nota-se, também, um aumento da grandeza dos valores propostos pelos autores para o mesmo sistema de *jet*. Este justifica-se, presumivelmente, pela evolução dos conhecimentos referentes à técnica que favorecem a tendência para a possibilidade de obtenção de diâmetros superiores (em cada sistema).

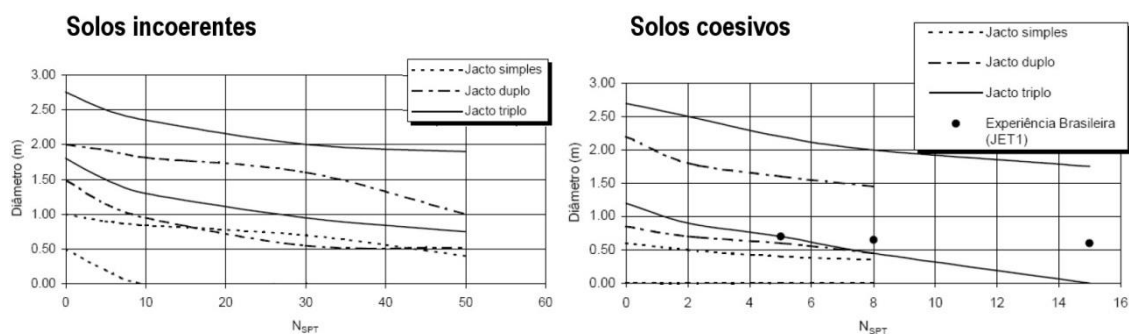


Figura 3.14 Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes e solos coesivos em função do valor de  $N_{SPT}$  (adaptado de Carreto, 1999)

Entre os parâmetros de execução que têm influência na dimensão dos elementos de *jet grout* finais, enunciam-se a pressão de injeção, a velocidade de rotação e subida, o volume de calda injectado e o diâmetro dos injectores. Observa-se, por exemplo, que aumentando a pressão de injeção (mantendo constantes os restantes parâmetros) é possível atingir dimensões (diâmetros) superiores pelo acréscimo da capacidade de desagregação dos jactos. Por outro lado, o aumento da velocidade de subida e rotação das hastes, *i.e.* a redução do tempo que os jactos actuam em dado nível, resulta numa redução do conteúdo em calda e do efeito na desagregação do terreno (Tinoco, 2012), donde são obtidos elementos com menores dimensões (diâmetros) se forem mantidos constantes os restantes parâmetros.

Outra das características a definir no projecto de *jet grouting* é o comprimento dos elementos construídos. Em teoria, o comprimento efectivo atingível por esta técnica é ilimitado (Xanthakos *et al.*, 1994), restrito pela capacidade técnica dos equipamentos e características do terreno. Silva (2013) indica que os comprimentos construídos têm, geralmente, até 50m e Rodrigues (2009) discrimina que através do sistema de jacto simples podem ser atingidas profundidades de 20m, com o sistema duplo de 25m, com o sistema triplo de 40m e com o sistema de *Superjet* de 30m. Os valores exequíveis dependerão das condições e especificidades do local a intervencionar, pelo que os comprimentos mencionados são indicativos. Como exemplo, no caso de estudo apresentado na Secção 4.5 é descrita a execução eficiente de elementos de *jet grout* sub-horizontal, com comprimento da ordem dos 40m, utilizando o sistema de *jet* simples.

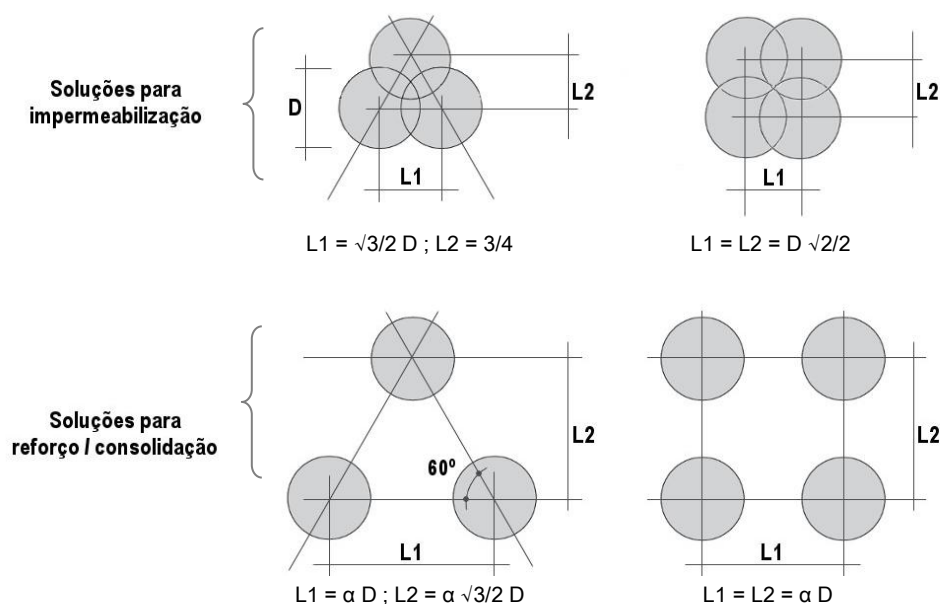
A construção de elementos de *jet grout* com comprimentos elevados suscita uma tendência de maiores dificuldades técnicas como a garantia (i) da orientação correcta das colunas por desvio do eixo dos elementos de *jet*, (ii) da homogeneidade dos diâmetros e/ou (iii) da homogeneidade das características resistentes do material solo-cimento. Além do mais, para cada elemento de *jet*, o aumento do comprimento implica o aumento dos custos associados. Nessa perspectiva, quando possível, é aconselhável a utilização de uma vara de injeção de peça única, de comprimento igual ou superior ao corpo de *jet* previsto (EN 12716, 2001), para que a operação de *jet grouting* decorra de forma contínua, maximizando a produtividade. Na construção de elementos de maiores dimensões, ou em locais de acesso limitado, deve ser usado o mínimo de varas possível para minimizar as interrupções (*op. cit.*). No cômputo global, a rentabilidade será tendencialmente maior, considerando o valor total de comprimento de *jet*, com a definição de um número inferior de furos, ou seja, com a construção de elementos de maior comprimento, dado que deslocação e reposicionamento dos equipamentos envolvem decréscimos na produção. Em suma, a definição da dimensão dos corpos de *jet grout* depende da viabilidade económica das opções e dos objectivos da intervenção.

### **(c) Localização, distribuição geométrica e sequência de trabalhos**

A implementação dos elementos de *jet grouting* no local da intervenção pressupõe a definição



prévia da sua distribuição em planta e do afastamento entre si (Figura 3.15). Naturalmente, estes critérios relacionam-se, mais uma vez, com o propósito da intervenção tendo em conta as características iniciais do terreno, os esforços que o maciço reforçado terá que suportar e o balanço de custos, *e.g.* utilização de conjuntos de colunas isoladas em soluções de reforço ou consolidação, ou utilização de colunas parcialmente sobrepostas em soluções de impermeabilização.



Nota:  $\alpha$  é função dos requisitos de resistência de projecto e/ou da geometria da fundação.

Figura 3.15 Distribuições geométricas em malha triangular e malha quadrada (adaptado de Pinto, 2009)

No que respeita ao modo de execução, a norma EN 12716 (2001) distingue-se a sequência “*fresh in fresh*” e a sequência do tipo alternado (Figura 3.16), como já foi mencionado na Secção 3.3. Na primeira abordagem não é dado tempo de cura entre a execução dos elementos de *jet grout*. Na segunda abordagem, os trabalhos desenvolvem-se de modo alternado, em diferentes fases, e é conferido o tempo suficiente para a calda adquirir a presa parcial, antes da prossecução das operações num ponto próximo (ou adjacente). Deste modo, são ultrapassadas as condições de resistência diminuídas, decorrentes do estado semi-liquido da mistura solo-cimento após a operação de injeção, visto que nos primeiros dias de cura é obtida uma percentagem importante do ganho da resistência dos elementos de *jet grout*.

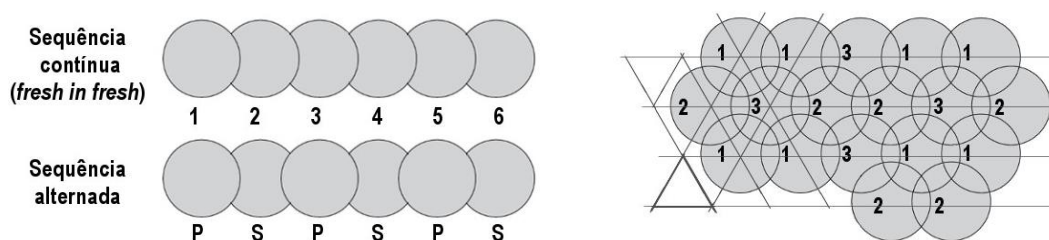


Figura 3.16 Sequências de execução de elementos secantes, em linha e em malha triangular

**(d) Parâmetros de execução**

Os parâmetros de execução podem ser controlados<sup>12</sup> por forma a obter os volumes de terreno melhorado com as dimensões, geometria e características geotécnicas pretendidas. No entanto, em geral, os parâmetros apresentam correlações complexas. Portanto a concepção de formulações matemáticas que permitam a antevisão precisa dos resultados finais e, em consequência, o processo de dimensionamento são dificultados.

Entre os parâmetros intervenientes incluem-se, para o sistema de jacto simples, a pressão de injeção e o caudal da calda, diâmetro e número de injectores, velocidade de rotação e subida da vara. No caso dos sistemas duplo e triplo, acrescem os parâmetros análogos alusivos à componente de ar e água (Xanthakos *et al.*, 1994), quando aplicáveis (Quadro 3.3).

Quadro 3.3 Valores típicos dos parâmetros executivos dos sistemas de *jet grouting* correntes

PARÂMETROS		UNIDADES	SISTEMAS DE <i>JET GROUTING</i>			
			SIMPLES	DUPLO		TRIPLO
				AR	ÁGUA	
PRESSÃO DE INJEÇÃO*	CALDA	MPa	30 – 50	30 – 50	>2	>2
	AR	MPa	–	0,2 – 1,7	–	0,2 – 1,7
	ÁGUA	MPa	N/A	N/A	30 – 60	30–60
CAUDAL*	CALDA	l/min	50 – 450	50 – 450	50 – 200	50 – 200
	AR	l/min	–	3 - 12	–	3 – 12
	ÁGUA	l/min	N/A	N/A	50 – 150	50 – 150
DIÂMETRO DO INJECTOR**	CALDA	mm	1,2 – 5,0	2,4 – 3,4		2,0 – 8,0
	AR	mm	–	1,0 – 2,0		1,0 – 2,0
	ÁGUA	mm	N/A	N/A		1,0 – 3,0
NÚMERO DE INJECTORES**	CALDA	–	1 – 6	1 – 2		1
	ÁGUA	–	N/A	N/A		1 – 2
VELOCIDADE DA VARA**	ROTAÇÃO	rpm	6 – 30	6 – 30		3 – 20
	SUBIDA	m/min	0,1 – 0,8	0,07 – 0,3		0,04 – 0,5

N/A – Não aplicável

\*valores da EN 12716 (2001)

\*\*valores apresentados por Carreto (1999)

O Quadro 3.3 apresenta um conjunto de valores geralmente usados nos parâmetros executivos da técnica de *jet grouting*. Van der Stoel (2001) refere que, em casos especiais, como na

<sup>12</sup> No trabalho de Essler & Yoshida (2004), na Secção 5.3, podem ser obtidas informações mais detalhadas sobre os efeitos da variação de factores como a pressão dos fluidos, o caudal, o ar comprimido e qualidade do equipamento (injectores) nas características dos elementos de *jet grout* finais.

construção de colunas de pequeno diâmetro em solos muito soltos, foram aplicados valores mais baixos (até 10MPa) na pressão de injeção de calda e de água. O autor nota, ainda, que existem equipamentos mais recentes que permitem pressões de injeção superiores (tanto de calda como de água) com valores até aos 70MPa e caudais até 650l/min.

Como exemplo da inter-relação dos parâmetros, apresenta-se a Equação 3.1 respeitante à energia (potencial) ( $E_{jet}$ ) aplicada na erosão do terreno na execução de 1m de elemento de *jet grout*.

$$E_{jet} = p \times Q \times T = \frac{(p \times Q)}{V_s} \quad (\text{MJ/m}) \quad [3.1]$$

Sendo,

P – Pressão de injeção (MPa)

T – Tempo de estação =  $1/V_s$  (s/cm)

Q – Caudal ou débito da calda (m<sup>3</sup>/min)

$V_s$  – Velocidade de subida da vara (cm/min)

Além dos parâmetros referidos, é necessário definir as características do fluido aglutinante a utilizar. No que diz respeito à composição, embora possam ser empregues outros ligantes hidráulicos, são usadas caldas de água-cimento na maioria dos casos (Secção 3.4). Estas devem ser especificadas no que respeita à relação água/cimento (a/c) (Quadro 3.4), ao tipo de cimento, aos critérios de aceitação da qualidade de água utilizada (conforme as normas aplicáveis) em termos de presença de elementos químicos, de matéria orgânica, e outros. Deve ainda ser considerado o uso de aditivos como estabilizadores, plastificantes, retardadores ou aceleradores de presa, ou materiais como bentonite, enchimentos (*fillers*), cinzas volantes, entre outros (EN 12716, 2001), que melhorem a trabalhabilidade, a penetração dos fluidos, o processo de cura e/ou as características finais do material.

Quadro 3.4 Valores de referência de uso de cimento e calda de cimento

PARÂMETROS		UNIDADES	SISTEMAS DE <i>JET GROUTING</i>		
			SIMPLES	DUPLO	TRIPLO
CIMENTO*	CONSUMO	kg/ml	130 – 350	450 – 900	800 – 1400
CALDA DE CIMENTO**	RELAÇÃO a/c	–	1/0,5 – 1/1,25	1/0,5 – 1/1,25	1/0,5 – 1/1,25
	CONSUMO	kg/m	200 – 500	300 – 1000	500 – 2000
		kg/m <sup>3</sup>	400 – 1000	150 – 550	150 – 650

\* valores apresentados por Kaidussis & G. de Tejada (2000)    \*\* valores apresentados por Carreto (1999)

A razão entre a água e o cimento da calda é habitualmente entre 0,5 e 1,5 (EN 12716, 2001) e tem influência na resistência do material melhorado. Assim, resultam resistências maiores quanto menor for a relação a/c, *i.e.* quanto maior for proporção de cimento na mistura. Este parâmetro também condiciona a eficiência erosiva do jacto pelo que, em geral, para solos

incoerentes são escolhidas caldas mais viscosas (relação a/c menor) para evitar a perda de partículas de cimento pela acção da água; enquanto para solos coesivos são escolhidas caldas menos viscosas e menos dispersivas, que permitem uma maior penetração da calda no terreno, sem aumentar a pressão de injeção.

Interessa ainda a determinação do caudal injectado ( $\text{m}^3/\text{min}$ ) (*vide* Quadro 3.3), que se relaciona com o consumo de cimento por metro linear, e cujos valores em questão variam com o tipo de sistema de *jet*, o tipo de solo e os objectivos da intervenção (Quadro 3.4).

Nos gráficos expostos na Figura 3.17, cujos valores devem ser considerados indicativos, observa-se uma tendência para a variação crescente dos valores da resistência à compressão em função da dosagem de cimento da calda; e verifica-se que a mesma propriedade varia de modo crescente com o aumento do tempo de cura da calda.

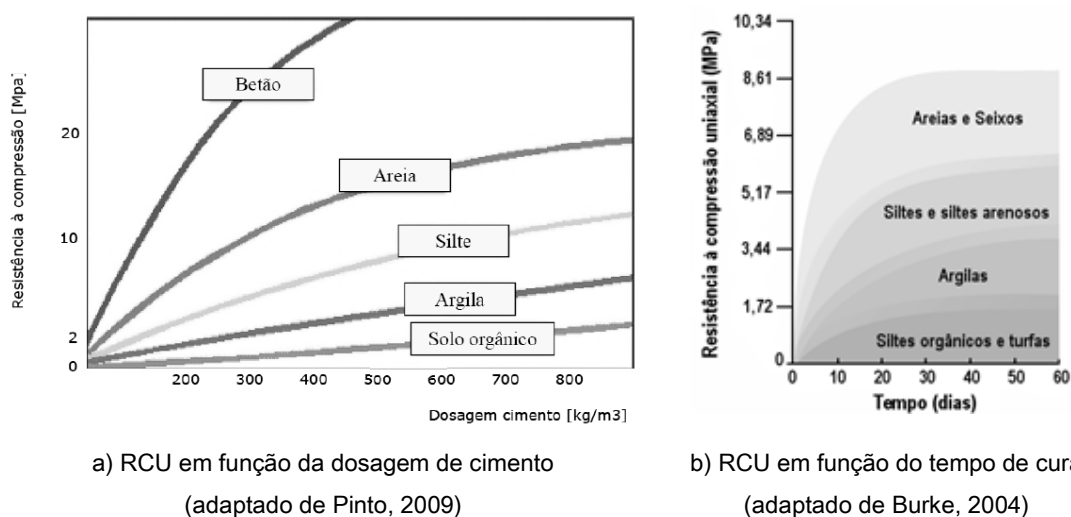


Figura 3.17 Resistência à compressão uniaxial do material solo-cimento

### 3.7.4 Metodologia de dimensionamento

O processo de pré-dimensionamento contém, ainda, uma componente empírica importante baseada, muitas vezes, em conjuntos de valores tabelados (semelhantes ao Quadro 3.3) reunidos a partir da experiência das empresas construtoras (Tinoco, 2012) ou determinados a partir de fórmulas empíricas. O mesmo autor refere que as tabelas apresentam correlações directas entre os resultados expectáveis (normalmente o diâmetro e as propriedades mecânicas dos elementos) e os valores dos parâmetros que, para tal, devem ser adoptados.

Estes meios constituem abordagens simples e práticas mas são muito conservativas (Lunardi, 1997; Tinoco, 2012; Shinsaka & Yamazaki, 2013), podendo limitar a componente económica do projecto. De notar que os pressupostos de cálculo carecem de confirmação de conformidade, designadamente, através de testes de campo (Secção 3.8.2).

A partir dos resultados dos testes referidos, é possível realizar o dimensionamento da solução, sendo necessário identificar a Categoria Geotécnica para este tipo de intervenções, bem como, as acções relevantes (NP EN 1997-1, 2010).

De acordo com Carreto (1999) no dimensionamento de elementos de *jet grouting* é válida a aplicação das metodologias e fundamentos do dimensionamento de estacas (de betão) que, de acordo com o Eurocódigo 7, incluem a verificação da capacidade resistente do terreno, a determinação dos assentamentos para as cargas de serviço e a verificação da capacidade resistente dos elementos de *jet grout* (resistência estrutural). Nos casos em que a complexidade do comportamento dos materiais e das estruturas envolvidas é superior, pode ser necessário recorrer a métodos analíticos (*e.g.* Método dos Elementos Finitos – FEM) que permitam aproximações realistas ao comportamento espectável do terreno após a intervenção (Lunardi, 1997).

Croce *et al.* (2013) resume os requisitos e estudos (verificações) necessários ao projecto de *jet grouting* no âmbito dos domínios de aplicação mais frequentes, de onde se transcrevem apenas as informações relativas às intervenções de reforço (Quadro 3.5).

Quadro 3.5 Requisitos e estudos necessários ao projecto de *jet grouting* no âmbito do reforço  
(adaptado de Croce *et al.*, 2013)

DOMÍNIO DE APLICAÇÃO	FUNÇÃO	DISTRIBUIÇÕES GEOMÉTRICAS POSSÍVEIS	REQUISITOS GEOMÉTRICOS	PROPRIEDADES DO MATERIAL SOLO-CIMENTO	DIMENSIONAM.
Fundações	Aumento da capacidade resistente	Rede de colunas isoladas	Diâmetro mínimo das colunas	Resistência/rigidez	Capacidade resistente Assentamentos
	Controlo de assentamentos	Estrutura composta por colunas parcialmente sobrepostas	Diâmetro/ espaçamento das colunas	Resistência/rigidez	Capacidade resistente dos elementos de <i>jet grout</i>
Melhoramento de estruturas existentes	Reforço de fundações	Colunas isoladas  Estrutura composta por colunas pouco espaçadas ou parcialmente sobrepostas	Diâmetro mínimo das colunas  Diâmetro/ espaçamento das colunas	Resistência/rigidez	Estabilidade Deslocamentos/ assentamentos Capacidade resistente dos elementos de <i>jet grout</i>

Naturalmente, das diferentes propostas (teóricas) de dimensionamento podem decorrer várias soluções igualmente aceitáveis (Xanthakos *et al.*, 1994), que cumpram as verificações de

segurança. Assumindo que os resultados dos testes de campo sustentam as referidas soluções, a opção final ideal deverá constituir a combinação otimizada dos critérios de segurança, funcionalidade, economia e exequibilidade (Croce *et al.*, 2013).

### 3.8 Controlo de qualidade

O projecto de *jet grouting* envolve diversas etapas a que estão associadas dificuldades e incertezas pelo que é essencial a definição e implementação de um plano de garantia e de controlo de qualidade transversal a todo o processo.

O controlo de qualidade deve abranger toda a informação disponível e, segundo Croce *et al.* (2013), compreende os seguintes objectivos: (i) garantir que os materiais usados para a intervenção possuem as características adequadas, (ii) verificar a conformidade dos procedimentos executivos e do desempenho dos equipamentos usados, (iii) quantificar as dimensões e propriedades dos elementos de *jet grout*, (iv) verificar o desempenho das estruturas definitivas e (v) monitorizar os efeitos das operações de *jet grouting* no terreno e estruturas circundantes.

Tinoco (2012) organiza o processo de controlo de qualidade na sequência seguinte: validação das formulações de laboratório, verificação dos resultados dos elementos de teste e verificação dos elementos definitivos antes da execução de testes de campo (Figura 3.18).

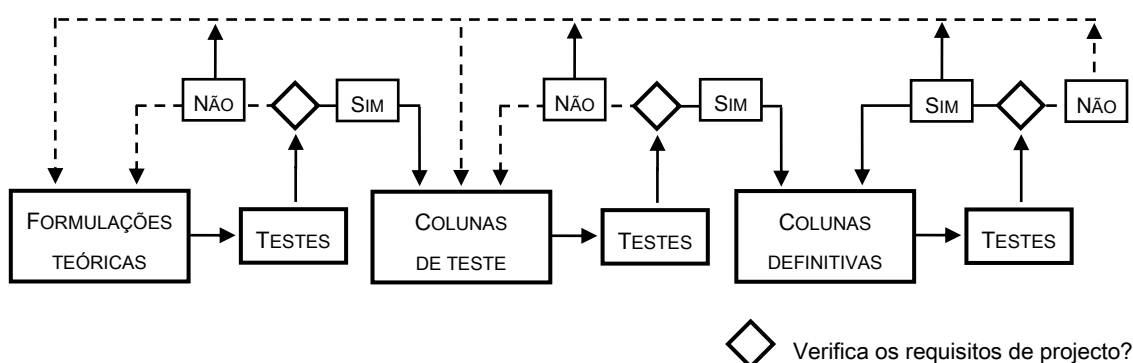


Figura 3.18 Processo de controlo de qualidade do projecto de *jet grouting* (adaptado de Tinoco, 2012)

#### 3.8.1 Validação teórica dos pressupostos de pré-dimensionamento

A etapa de pré-dimensionamento inclui a escolha dos diferentes parâmetros intervenientes no processo de *jet grouting*, muitas vezes, segundo uma base empírica, como referido na secção anterior. Pelo que carecem de uma validação primária por meio de formulações matemáticas que apresentem uma primeira aproximação às características mecânicas e da geometria final dos elementos pretendidos, a que se deve seguir uma validação por meio de ensaios de campo.

### 3.8.2 Testes de campo

Numa fase prévia do projecto, pode interessar a realização de ensaios de injectabilidade, que auxiliem na formulação da calda de cimento e outros parâmetros operativos (Lunardi, 1997); ou a execução ensaios sobre amostras de solo misturadas com calda de cimento na proporção estudada (Pinto, 2009) com o mesmo objectivo final.

Numa fase seguinte, a prática corrente contempla a realização de algumas colunas de teste, em pontos representativos, normalmente perto do local onde os elementos de *jet grout* definitivos serão construídos (Tinoco, 2012). Neste processo é usado o mesmo equipamento e os parâmetros de execução variáveis entre colunas ou grupos de colunas de modo a validar, ou otimizar, os pressupostos de projecto em avaliação.

Após a construção dos elementos de teste, pode ser feita uma amostragem da mistura húmida (*wet sampling*) para análise em laboratório. Comummente, depois de um período de cura procede-se à avaliação da geometria (em geral, o diâmetro da coluna), da continuidade estrutural e da conformidade do alinhamento (e da sobreposição, se aplicável). Para tal, a metodologia mais comum é a escavação e exposição dos corpos de *jet grout* para inspecção visual e medições directas. Este procedimento só é viável a pequenas profundidades, visto que os custos do acesso às colunas aumentam com o comprimento (Essler & Yoshida, 2004), além de que a sua concretização envolve um dispêndio suplementar de tempo, materiais e mão-de-obra. Adicionalmente, podem ser recolhidos provetes para determinação das características mecânicas em laboratório (*op. cit.*), em termos de resistência à compressão, deformabilidade e resistência ao corte. De notar que pode ser considerado necessária a realização de procedimentos semelhantes nos elementos definitivos.

No caso de corpos de *jet grout* construídos a profundidades que tornam impraticável o acesso directo ao topo, a aferição das condições resultantes (após a cura) pode ser efectuada através da execução de sondagens à rotação com carotagem (Burke, 2009) ou por meios geofísicos *e.g.* métodos sísmicos, de condutividade de electromagnética (Reichardt & Daily, 1998), de resistividade eléctrica, de radar (Reichardt & Daily, 1998; Van der Stoel, 2001), ou outros métodos.

### 3.8.3 Controlo da execução

Neste ponto, importa primeiramente definir a sequência dos trabalhos e instruir os intervenientes para o seu cumprimento (EN 12716, 2001). A mesma norma recomenda que o controlo mínimo conste num relatório que registre os parâmetros de execução relativos a cada elemento construído, que pode ser complementado pela execução de ensaios *in situ* e de laboratório adicionais.

Apresenta-se no Quadro 3.6 um sumário de alguns dos parâmetros a controlar no processo de *jet grouting*, que se enquadram de seguida.

Quadro 3.6 Controlo dos parâmetros de *jet grouting* (adaptado de Hachich, 1996 in Fernandes, 2010)

SEQUÊNCIA DE CONTROLO		PARÂMETRO	CRITÉRIO	FREQUÊNCIA
Localização dos elementos de <i>jet</i>		Posição	Inferior a $\pm 10\text{cm}$	Por furo
		Interferências	Grupo de controlo	–
(se necessário)	Pré – furação	Ângulo de furação	Inferior a $\pm 0,5^\circ$	Por furo
		Profundidade de furação	Acima do valor de projecto	
	Colocação da vara tripla	Profundidade	Acima do valor de projecto	Por furo
	Remoção de revestimento	Profundidade	Acima do valor de projecto	Por furo
Posição da vara		Ângulo	Inferior a $\pm 0,5^\circ$	Por furo
Perfuração		Ângulo de furação	Inferior a $\pm 0,5^\circ$	Por furo
		Profundidade de furação	Acima do valor de projecto	
Teste de jacto		Saída do jacto	Entupimento, aumento da pressão no manómetro	Permanente
		Número de rotações	8 a 15 rpm	
		Velocidade de subida	Pré-determinado	
Água sob alta pressão (sistemas duplo e triplo)		Pressão	Pré-determinado	Permanente
		Caudal	Pré-determinado	
Ar comprimido (sistemas duplo e triplo)		Pressão	Pré-determinado	Permanente
		Caudal	Pré-determinado	
Calda		Dosagem	Densidade $< \pm 0,05$	Diariamente
		Pressão	Pré-determinado	Permanente
		Caudal		
Subida da vara (em rotação)		Número de rotações	8 a 15 rpm	Permanente
		Velocidade de subida	Pré-determinado	
Refluxo		Refluxo	Saída contínua	Permanente
Retirada das hastes		Número de hastes	–	Por furo
Preenchimento do furo e limpeza		Inspecção	–	Por furo

Como descrito na Secção 3.3, o processo construtivo inicia-se com o posicionamento do equipamento. Nesta fase há que atender não só à localização como à inclinação pretendida



para o elemento de *jet grout* a construir. A definição dos desvios toleráveis ao alinhamento previsto são particularmente relevantes nos casos em que a sobreposição de elementos é fundamental (Essler & Yoshida, 2004), tendo em conta os potenciais riscos de mau funcionamento e de falta de segurança. Para tal podem ser usados inclinómetros instalados na extremidade da vara ou descidos pelo espaço central das varas antes da injeção de calda (Chu *et al.*, 2009).

Em relação à monitorização dos processos de furação e injeção, verifica-se que grande parte dos equipamentos são dotados de sistemas automáticos de aquisição de dados que, associados a sensores e a um aparelho de registo, permitem medir e armazenar os dados decorrentes das operações. Designadamente, podem ser registados a profundidade, a velocidade de avanço e de rotação, o tempo de estação, o ângulo de rotação das varas (total ou parcial), a pressão dos fluidos e caudais, a inclinação e o desvio do elemento de *jet grout* construído. Os registos obtidos permitem ajustar os parâmetros operacionais em tempo real, se necessário. Esses registos podem, posteriormente, ser estudados e interpretados.

Em paralelo, devem ser controlados outros factores como: as condições dos injectores (para garantir que não existem perdas de energia de injeção no próprio sistema), a densidade e viscosidade da calda de cimento, e o refluxo (Tinoco, 2012).

Deste último factor, importa o exame visual, qualitativo e quantitativo, do fluxo (que deve manter-se espesso e contínuo). Desta forma é possível (i) identificar a ocorrência de obstruções no espaço anelar entre o furo e as hastes (que podem traduzir-se em pressões excessivas no terreno), (ii) controlar a eficiência do corte do terreno (por avaliação da presença de solo no refluxo) e (iii) identificar alterações litológicas (por verificação de variações de aspecto e cor do refluxo). Esta inspecção regular permite alertar para a necessidade de efectuar ajustes aos parâmetros de execução e, assim, controlar riscos como a ocorrência de empolamentos ou os deslocamentos laterais no terreno. Além do mais, a realização de ensaios sobre cilindros ou cubos produzidos do material do refluxo podem conferir aproximações conservativas às características resistentes presentes.

### **3.8.4 Plano de instrumentação e observação**

Como, por definição, a técnica de *jet grouting* impõe pressões elevadas no terreno podem, por isso, ocorrer empolamentos com potenciais consequências danosas em estruturas anexas (Wang *et al.*, 1999; Tinoco, 2012). Por outro lado, a fraca capacidade de suporte do terreno, imediatamente após os trabalhos de melhoramento, pode originar assentamentos (Wang *et al.*, 1998 *in* Tinoco, 2012). Nessa perspectiva, a execução dos trabalhos de *jet grouting* e os potenciais efeitos no terreno e nas estruturas vizinhas devem ser assistidos por um plano de instrumentação e observação (PIO). Devem, assim, ser estabelecidos o tipo e precisão dos

aparelhos, a frequência das leituras, bem como, os critérios de alerta e alarme para as grandezas a monitorizar (EN 12716, 2001). Apresentam-se no Quadro 3.7 um conjunto de equipamentos usados nos sistemas de observação neste contexto.

Quadro 3.7 Exemplos de instrumentos de observação geotécnica e respectivas funções

INSTRUMENTOS/DISPOSITIVOS	FUNÇÃO
“Testemunhos” de gesso Fissurómetros	Controlo de fendas ou fissuras nas estruturas e em edifícios
Alvos topográficos Marcas topográficas	Controlo de deslocamentos à superfície em estruturas e edifícios
Assentímetros sub-superficiais	Controlo de assentamentos sub-superficiais do terreno e em edifícios
Extensómetros	Controlo de deformações em estruturas e edifícios
Inclinómetros	Controlo de deslocamentos internos, horizontais e verticais, no terreno
Clinómetros	Controlo de rotações em estruturas causadas por assentamentos diferenciais
Piezómetros	Controlo da presença de água e variação de pressão intersticiais

Após o melhoramento, devem ser mantidas as leituras da instrumentação embora com menor frequência. Nesta fase, podem ser efectuados ensaios de carga ou com pressiómetros (no caso de colunas para fundações ou reforço), ensaios para o controlo da conformidade do melhoramento em termos das características mecânicas, continuidade e sobreposição de elementos contíguos, se aplicável (Lunardi, 1997).

### 3.9 Características mecânicas do material solo-cimento

As características mecânicas da mistura solo-cimento resultante das operações de *jet grouting* são difíceis de prever visto que, como se refere na Secção 3.7, é verificada a influência de diferentes factores como (i) as propriedades do terreno inicial, (ii) o sistema de *jet grouting*, (iii) o elevado número de parâmetros executivos interdependentes (pressão do jacto, tempo de impacto do jacto, composição da calda de cimento e outros), e (iv) a qualidade da execução que se traduz na homogeneidade do material resultante.

Sêco e Pinto (2007) refere que da experiência decorre que o processo de injeção é, em geral, uniforme e que as propriedades mecânicas são homogéneas no elemento de *jet*. O mesmo autor acrescenta que a homogeneidade do material relaciona-se com a capacidade da calda resistir a mecanismos diferentes como a extrusão, decantação ou diluição da água durante a

penetração no solo. Por seu lado, Carreto (1999) explica a ocorrência de heterogeneidade no material melhorado pela heterogeneidade do próprio terreno, por falhas no controlo dos parâmetros de injeção ou pela mistura insuficiente entre a calda e o terreno erodido.

### 3.9.1 Resistência à compressão uniaxial

A resistência à compressão uniaxial de material melhorado por *jet grouting* é um dos parâmetros mais usados no controlo da qualidade (Tinoco, 2012). Para a predição dos valores da propriedade mecânica em referência são usadas abordagens essencialmente empíricas. Os estudos conhecidos permitem a apresentação de intervalos de valores expectáveis, distinguindo entre resultados sobre solos coesivos e solos granulares, resultados sobre outros tipos de solos, e atendendo ao tipo de sistema de *jet*.

Pela análise do Quadro 3.8 a Quadro 3.11, verifica-se resistência à compressão uniaxial do solo melhorado é correlacionável com diversos parâmetros executivos, *e.g.* relação a/c, tipo de cimento, entre outros (Xanthakos *et al.*, 1994). De notar que os intervalos de valores propostos para este parâmetro apresentam alguma dispersão e diferem de autor para autor. A variação nos valores poderá ser explicada pelo tipo de terreno presente e a dosagem de cimento usada.

Quadro 3.8 Propostas de resistência à compressão uniaxial da mistura solo-cimento pelo sistema de *jet* simples, em função do tipo de solo

	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL (MPa)				
	ARG. ORGÂNICA	ARGILAS	SILTES	AREIAS	CASCALHO
Langbehn (1986 <i>in</i> Xanthakos <i>et al.</i> , 1994)	0,7 – 7 *	8 – 12	8 – 12	14 – 17	17 – 21
	0,4 – 4 **	4 – 7	4 – 7	7 – 14	10 – 17
Mosiici e Guatteri (1986) ***	–	2	6	12	-
Baumann <i>et al.</i> (1984) ***	–	3 – 10	3 – 10	5 – 14	6 – 18
Fiorotto (sem data) ***	–	2 – 4	6	10	15

\* intervalos de valores máximos

\*\* intervalos de valores típicos

\*\*\* Carreto (1999)

Quadro 3.9 Propostas de resistência à compressão uniaxial da mistura solo-cimento em função do tipo de solo (Kaidussis e Gomes de Tejada. 2000)

	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL * (MPa)		
	ARGILAS	SILTES	AREIAS
Kaidussis e G. de Tejada (2000)	3 – 6	5 – 8	7 – 12

\* Não é explicitado o sistema de *jet grouting* a que se refere o estudo.

Quadro 3.10 Propostas de resistência à compressão uniaxial da mistura solo-cimento pelo sistema de *jet* duplo e triplo, em função do tipo de solo (adaptado de Carreto, 1999)

	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAxIAL (MPa)				
TIPOS DE SOLOS	ORGÂNICOS	ARGILOSOS	SILTOSOS	ARENOSOS	CASCALHOS
Welsh and Burke (1991)	-	1 – 5	1 – 5	5 – 11	5 – 11
Baumann <i>et al.</i> (1984)	-	-	3 – 10	5 – 14	6 – 18
Paviani (1989)	-	1 – 5	1 – 5	8 – 10	20 – 40
Teixeira <i>et al.</i> (1987)	0,5 – 2,5	1,5 – 3,5	2 – 4,5	2,5 – 8	-
JJGA (1995)	0,3	1	1 – 3	-	-
Guatterri <i>et al.</i> (1994)	-	0,5 – 4	1,5 – 5	3 – 8	-

De notar que as misturas de solo-cimento com solos de natureza granular apresentam uma tendência para valores de resistência mais elevados que misturas de solo-cimento com solos de natureza coesiva (Quadro 3.11). Neste âmbito, Dinis da Gama e Reis e Sousa (2008 *in* Rodrigues 2009) sugerem ainda que um solo, de cariz arenoso, melhorado por *jet grouting* apresenta características de resistência (e de deformabilidade) próximas das de um betão médio. Contudo, os valores apresentados nos quadros indicam, em geral, valores de resistência à compressão ligeiramente inferiores a um betão de classe C12/15 (pela norma NP EN 206-1, 2007), ou seja, equivalentes ao que se designa comumente por betão pobre.

Quadro 3.11 Propostas de resistência à compressão uniaxial da mistura solo-cimento em função do tipo de solo e tipo de sistema de *jet grouting* (Kauschinger and Welsh, 1989 *in* Xanthakos *et al.*, 1994)

	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAxIAL (MPa)		
	SISTEMA SIMPLES	SISTEMA DUPLO	SISTEMA TRIPLO
Solos arenosos	10 – 30	7,5 – 15	10 – 20
Solos argilosos	1,5 – 10	1,5 – 5	1,5 – 7,5

### 3.9.2 Resistência à tracção

Considera-se que o material melhorado por *jet grouting* apresenta baixa resistência à tracção. Nos casos em que seja necessário responder a solicitações dessa natureza, os elementos de *jet* podem ser armados com elementos metálicos (tubos, varões, perfis) logo após a fase de injeção. Se não for viável reforçar os elementos de *jet* do modo indicado, é possível projectá-los com uma certa inclinação, para que a resultante seja normal ao seu eixo (Carreto, 1999).

Apresentam-se no Quadro 3.12 alguns valores máximos para a propriedade em referência propostos por diferentes autores.

Quadro 3.12 Propostas de resistência à tracção da mistura solo-cimento em função do tipo de solo (adaptado de Carreto, 1999)

TIPOS DE SOLOS	RESISTÊNCIA À TRACÇÃO (MPa)			
	ORGÂNICOS	ARGILOSOS	SILTOSOS	ARENOSOS
Guatterri e Teixeira (1987)	–	0,20 – 0,50	0,20 – 0,50	0,20 – 0,65
JJGA (1995)	0,07	0,20	–	0,13 – 0,33

### 3.9.3 Deformabilidade

De acordo com Xanthakos *et al.* (1994), os valores referentes ao módulo de deformabilidade do material resultante de *jet grouting* são mais dispersos que os valores de resistência à compressão uniaxial (Quadro 3.13). Não obstante, verifica-se uma relação linear entre as duas propriedades, em que o módulo de deformabilidade aumenta com o aumento da resistência à compressão uniaxial (Gallavresi, 1992 *in* Carreto, 1999). Observa-se, também, uma tendência para o material melhorado em solos granulares apresentar menor deformabilidade que o material melhorado em solos coesivos.

Quadro 3.13 Propostas de módulo de deformabilidade em função do tipo de solo (adaptado de Xanthakos, 1994)

TIPOS DE SOLOS	MÓDULO DE DEFORMABILIDADE (MPa)			
	ORGÂNICOS	ARGILOSOS	SILTOSOS	ARENOSOS
Welsh and Burke (1991)*	–	100	–	500
JJGA (1995)**	30	100	–	100 – 300
Kaidussis e G. de Tejada (2000)	–	25 – 40	45 – 70	60 – 100

\* Sistema triplo

\*\* Módulos de deformabilidade secante para 50% da resistência à compressão simples.

### 3.10 Vantagens e limitações

A técnica de *jet grouting* apresenta diversas vantagens, nomeadamente:

- Aplicável à maioria dos solos
- Permite melhorar a partir de um ponto uma área (volume) alargada;
- Muito eficiente e segura no reforço de fundações de estruturas;

- Possibilidade de execução na zona envolvente de estruturas enterradas;
- Possibilidade de execução em espaços limitados;
- Tratamento de zonas específicas no subsolo;
- Permite atingir valores de resistência e permeabilidade pré-definidas;
- Não produz vibrações prejudiciais;
- Não requer manutenção;
- Em geral, mais rápido que outros métodos alternativos.

No entanto, reconhecem-se algumas limitações como sejam, entre outras, (i) a dependência dos valores de resistência e deformabilidade finais das características do terreno existente, (ii) a redução da resistência do terreno intervencionado logo após as operações de *jet grouting* (apesar de nos primeiros dias de cura da calda de cimento, ser obtido um aumento de resistência significativo), (iii) as exigências no controlo de qualidade de execução.

Sintetizam-se no Quadro 3.14 algumas das vantagens e limitações referentes aos sistemas de *jet grouting* mais relevantes.

Quadro 3.14 Algumas vantagens e limitações da técnica de *jet grouting* (adaptado de Burke, 2004)

SISTEMA	VANTAGENS	LIMITAÇÕES
SIMPLES	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Sistema e equipamento simples</li> <li>– Adequado a solos sem coesão</li> <li>– Menor nível de ruído e vibrações</li> <li>– Adequado para selagens</li> <li>– Adequado à construção de elementos horizontais e sub-horizontais</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Dimensões (diâmetro e comprimento) mais pequenos</li> <li>– Dificuldade em controlar o empolamento</li> <li>– Dificuldade em controlar a qualidade em solos coesivos</li> </ul>
DUPLO	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Disponibilidade de equipamentos e acessórios</li> <li>– Obtenção de boas geometrias</li> <li>– Muita experiência</li> <li>– Frequentemente a mais económica</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Grande dificuldade em controlar o empolamento em solos coesivos</li> <li>– Dificuldade em gerir o material de refluxo</li> <li>– Não é considerado, em geral, para reforço de fundações directas</li> </ul>
TRIPLO	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Melhor controlo dos resultados</li> <li>– Melhor qualidade em solos difíceis</li> <li>– Melhor sistema para reforço de fundações directas</li> <li>– Melhor controlo de refluxo e empolamento</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Sistema e equipamento complexo</li> <li>– Requer experiência significativa</li> </ul>

## 4 CASO DE ESTUDO

No âmbito da presente dissertação foi analisado o caso de um projecto construtivo com o objectivo de concretizar o estudo do comportamento de solos de natureza margosa como material de empréstimo para a execução de aterros e das técnicas de reforço de terrenos usadas no empreendimento em causa. Por solicitação ao Dono de Obra, foram disponibilizados extractos do projecto e relatórios de acompanhamento da obra, com a devida autorização para a sua utilização e análise neste trabalho. Foi, no entanto, requerida a omissão do nome do Dono de Obra que será cumprida.

O caso de estudo apresentado divide-se em duas situações ocorrentes no mesmo empreendimento cujas características distintas conduziram à adopção de diferentes soluções de reforço. Neste capítulo é feita a contextualização da obra em termos de projecto geral e de enquadramento geológico e geotécnico. De seguida, cada caso é analisado individualmente no que diz respeito às suas especificidades construtivas e ao comportamento geotécnico em fase de construção. São discutidas as soluções técnicas propostas e é descrita a sua implementação. No âmbito do programa de controlo da qualidade do projecto são introduzidos os resultados da observação das obras durante e após a conclusão dos trabalhos. Para concluir, são apresentadas algumas considerações finais para cada situação.

### 4.1 Enquadramento geral

O crescimento das populações é acompanhado, entre muitas outras solicitações, pelo aumento da produção de resíduos sólidos urbanos (RSU) e, conseqüentemente, pelo aumento das necessidades em termos de soluções de gestão e tratamento desses mesmos resíduos. A concretização destes pressupostos, através da análise de elementos estatísticos relativos à situação observada na região e da actualização do modelo de gestão de resíduos, sustentou a decisão de construção da instalação de tratamento e valorização de resíduos sólidos urbanos em estudo. O modelo técnico deste empreendimento foi implementado de modo a permitir o cumprimento das directivas legais vigentes na conjuntura referida, conciliando as técnicas ambientais e de engenharia mais adequadas à solução pretendida.

De acordo com os objectivos previstos, o projecto integra diferentes unidades de tratamento, valorização e deposição de resíduos sólidos urbanos (RSU). Sumariamente identificam-se a central de recepção e triagem automatizada de materiais (recicláveis, matéria orgânica, combustíveis derivados de resíduos – CDR, e refugos), a unidade de tratamento mecânico e biológico (TMB) de resíduos sólidos urbanos (RSU), a estação de tratamento de águas

residuais (ETAR) e o aterro sanitário. Face à dimensão do projecto, este foi dividido em “Zonas” correspondentes a diferentes empreitadas de construção, executadas entre 2009 e 2012.

No âmbito deste projecto, foram analisadas duas situações de obra localizadas nas designadas Zona 1 (Fossa de Recepção) e Zona 2 (Edifício das Bombas e Biofiltros). O interesse nestes casos advém da particularidade de incluírem trabalhos construtivos em aterros de fundação, constituídos por materiais que incluíam margas e argilas margosas, onde foi necessário implementar soluções de reforço de terrenos não previstas no projecto inicial. Designadamente, foi decidido o recurso à técnica de *jet grouting* nas intervenções a realizar. Os condicionalismos em cada caso exigiram, no entanto, a adopção de diferentes abordagens da técnica, nomeadamente, soluções de *jet grouting* vertical e sub-horizontal, como se expõe nas Secções 4.4 e 4.5.

## 4.2 Enquadramento geológico

O enquadramento geológico da área em estudo foi realizado com base na informação presente na Carta Geológica de Portugal, na escala 1:500 000, folha Norte, no reconhecimento de campo e nos resultados das campanhas de prospecção geológica-geotécnica que incluíram a realização de sondagens à percussão e, na primeira campanha, a abertura de poços de reconhecimento (Edifer, 2009 e Edifer, 2011a).

O empreendimento localiza-se em terrenos cretácicos da Orla Meso-Cenozóica Ocidental, correspondentes aos “Arenitos do Carrascal” (C<sup>1A</sup>), de acordo com a carta acima referida. Estes são caracterizados localmente por argilas arenosas de tons acastanhados e avermelhados e areias de granulometria variável, de grão fino a médio, argilosas, com tonalidades castanho avermelhado e castanho acinzentado e algumas ocorrências de seixos pequenos sub-rolados, dispersos, em ambas as litologias.

Subjacentemente ocorrem unidades de idade jurássica, representadas pelas “Margas e calcários de Quiaios e de S.Gião” (J<sup>1</sup>). No local em estudo estas unidades incluem calcários margosos de tons acinzentados e argilas margosas de tonalidades acastanhadas e acinzentadas, com intercalações frequentes de calcário margoso (Figura 4.1). Os depósitos de cobertura presentes são constituídos por siltes arenosos ou argilas siltosas, acastanhados, com restos de raízes, por vezes, com seixos dispersos de dimensões reduzidas ( $D_{\max} = 5\text{cm}$ ), que não são mencionados na Carta Geológica consultada (Edifer, 2009).



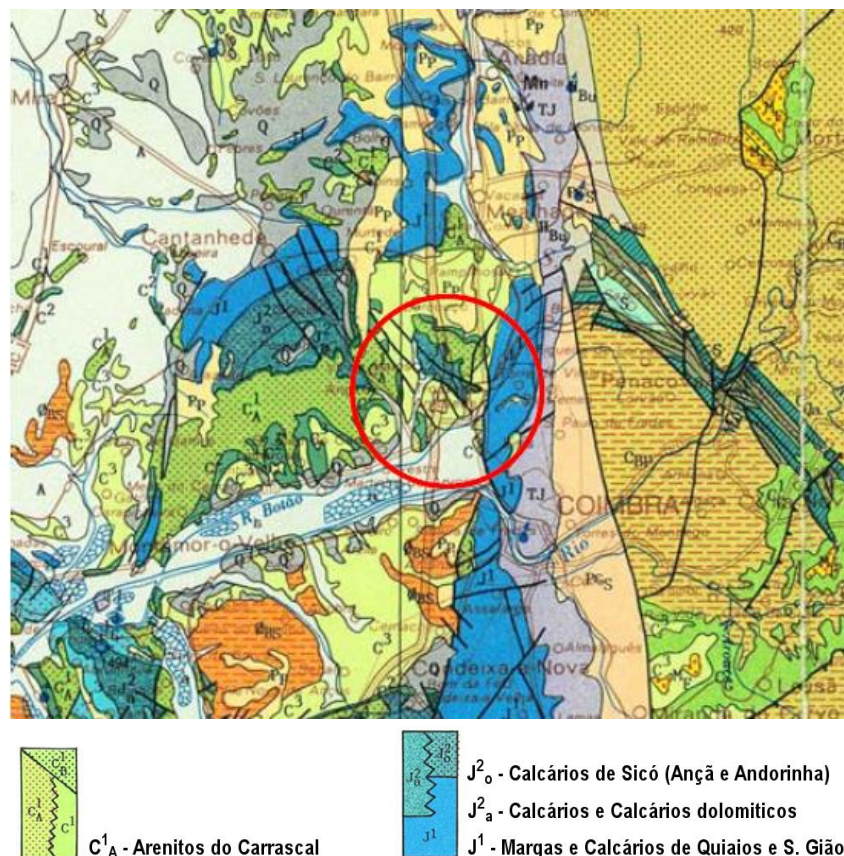


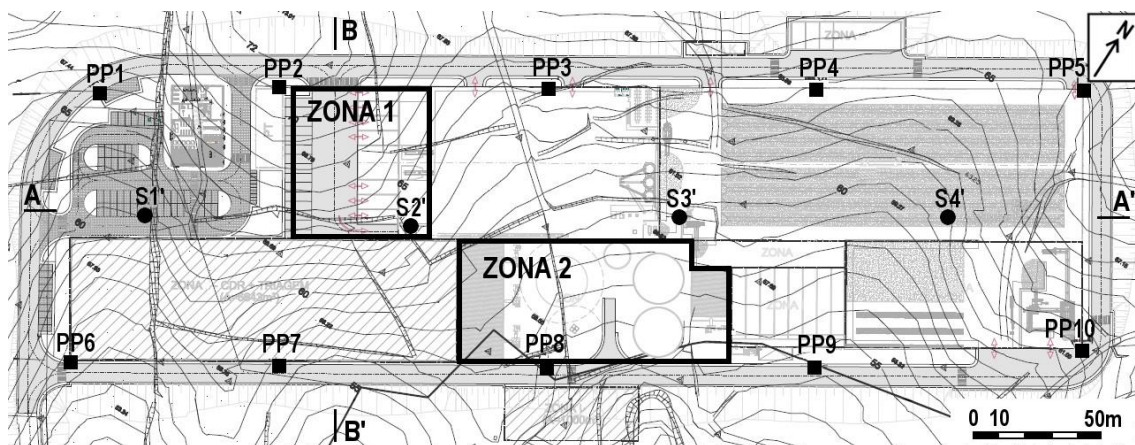
Figura 4.1 Extracto da Carta Geológica de Portugal, Folha Norte, escala original – 1:500 000  
(adaptado de Oliveira *et al*, 1992 in Santos *et al.*, 2013a)

Como foi exposto, a implementação do projecto exigiu a realização de movimentos de terras (escavações e aterros controlados) que alteraram o perfil geológico local, nomeadamente, no que diz respeito às unidades de cobertura. Dos resultados da campanha de prospecção geológica-geotécnica complementar constata-se a existência de aterros, constituídos por “argilas siltosas de tons acastanhados e acinzentados, por vezes, com níveis ligeiramente arenosos, e fragmentos de argila margosa, marga e argilito, dispersos” (Edifer, 2011a) subjacentes às unidades cretácicas e jurássicas atrás descritas.

### 4.3 Zonamento geotécnico

A campanha de prospecção geológica-geotécnica preliminar realizada em 2009 desenvolveu-se nos terrenos de implantação do projecto, com principal enfoque na área que abrange o conjunto das instalações de recepção, triagem e tratamento de resíduos, designada de modo abreviado por “Central”.

Nesta área localizam-se as situações em estudo, nomeadamente, na Zona 1 (Fossa de Recepção) e na Zona 2 (Edifício das Bombas e Biofiltros) (Figura 4.2).



PP – Poço de prospecção; S – Sondagem à percussão

Figura 4.2 Planta da instalação industrial e localização dos trabalhos de prospecção geológica-geotécnica na área da “Central” (adaptado de Edifer, 2009)

Na área da “Central”, foram abertos de dez poços de reconhecimento, com recurso a retroescavadora, nunca ultrapassando os 4,0m, para inspecção visual directa dos terrenos interessados. Por forma a reconhecer a sequência estratigráfica, a natureza e espessura das formações existentes e a profundidade do estrato firme, foram realizadas quatro sondagens (S1' a S4') recorrendo a equipamento de percussão (*vide* Figura 4.2) cujas profundidades variaram entre os 7,5 e os 12m. Associados às sondagens, foram executados ensaios de penetração dinâmica normalizados tipo SPT (*Standard Penetration Test*), com espaçamento de 1,5m, que proporcionaram a colheita de amostras remexidas representativas dos materiais presentes.

No que diz respeito à presença de água, observou-se que a totalidade dos furos de sondagem apresentava-se seco no início dos turnos de trabalho, considerou-se, assim, que não existem níveis de água estabilizados na zona em estudo (Edifer, 2009)

Posteriormente, foi realizado o zonamento geotécnico dos terrenos tendo por base os dados bibliográficos disponíveis, as observações realizadas *in situ* e a análise dos testemunhos recolhidos nas sondagens, bem como, dos resultados dos ensaios SPT. Individualizadas as Zonas Geotécnicas (ZG), foram atribuídas as designações correntes de ZG3, ZG2 ou ZG1 conforme correspondessem a terrenos com qualidade muito fraca, qualidade intermédia ou a terrenos com melhores características mecânicas. A ZG1, onde foram obtidos valores de  $N_{SPT}$  sempre superiores a 60 pancadas, foi subdividida com base nas litologias ocorrentes em ZG1B para camadas de argila margosa e em ZG1A no caso de camadas de calcário margoso.

Apresentam-se no Quadro 4.1 os parâmetros geotécnicos sugeridos para as Zonas Geotécnicas atrás definidas (Edifer, 2009) e que foram levados em conta para o dimensionamento do projecto.

Quadro 4.1 Parâmetros geotécnicos sugeridos para a zona da “Central” (Edifer, 2009)

ZONA GEOTECN.	DESCRIÇÃO	N <sub>SPT</sub>	PESO VOLÚMICO $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ÂNGULO DE ATRITO INTERNO $\phi'$ (°)	COESÃO $c'$ (kPa)	MÓDULO DE DEFORMABILIDADE $E's$ (MPa)
ZG3	Depósitos de cobertura	–	16	22-25	–	2
ZG2	Argilas arenosas/ areias de grão fino a médio argilosas	14 - 41 (21 – 34)*	19 - 21	28 – 32	5 – 10	20 - 30
ZG1B	Argila margosa	> 60	21 - 22	35 - 42	50 – 80	40 - 100
ZG1A	Calcário margoso	> 60	22 - 24	38 - 45	100 – 500	150 - 1000

\*intervalo de valores mais frequentes

#### 4.4 Zona 1

A Zona 1 (Fossa de Recepção) compreende as estruturas onde se realiza a descarga dos resíduos provenientes da recolha de ecopontos e ecocentros para posterior triagem. Nesta zona, as construções ocupam uma área de cerca 57x28m e dividem-se, genericamente, em duas partes: o corpo dos compartimentos e corpo dos fossos. Na parte dos compartimentos, existe um edifício de betão armado que atinge os 20m de altura e que corresponde a uma estrutura porticada (composta por vigas e pilares), leve, cujos pilares apoiam em sapatas de betão armado directamente assentes sobre o terreno de fundação. Na parte dos fossos, contigua à anterior, desenvolve-se uma estrutura em escavação (Fossa de recepção) com 10m de profundidade numa área de cerca de 46x12,5m (Figura 4.3).

Os trabalhos nesta Zona iniciaram-se com a realização das escavações destinadas ao corpo dos fossos, que atingiram cerca de 10,70m no local do fosso. A circundar esta estrutura foram criados dois taludes laterais com inclinação de 4(V)/1(H) separados por uma banquetta de cerca de 2m de largura situada, aproximadamente, na transição da ZG1A para a ZG1B (a 4,75 m de profundidade em relação à superfície do terreno de fundação) (Figura 4.4 e Figura 4.5).

Após a finalização da execução do corpo do fosso, nas áreas adjacentes, foi executado um aterro controlado até à cota 61,20m que constitui parcialmente a plataforma de fundação das restantes estruturas edificadas (Santos *et al.*, 2013b). Devido às características topográficas locais e de projecto, as sapatas localizadas no alinhamento a Sudoeste estão fundadas em

terreno natural escavado enquanto as restantes estão fundadas sobre diferentes espessuras de aterro. A limitar a Zona a Noroeste foram criados taludes com inclinação 1(V)/1,5(H) que não interferem com o aterro em estudo.

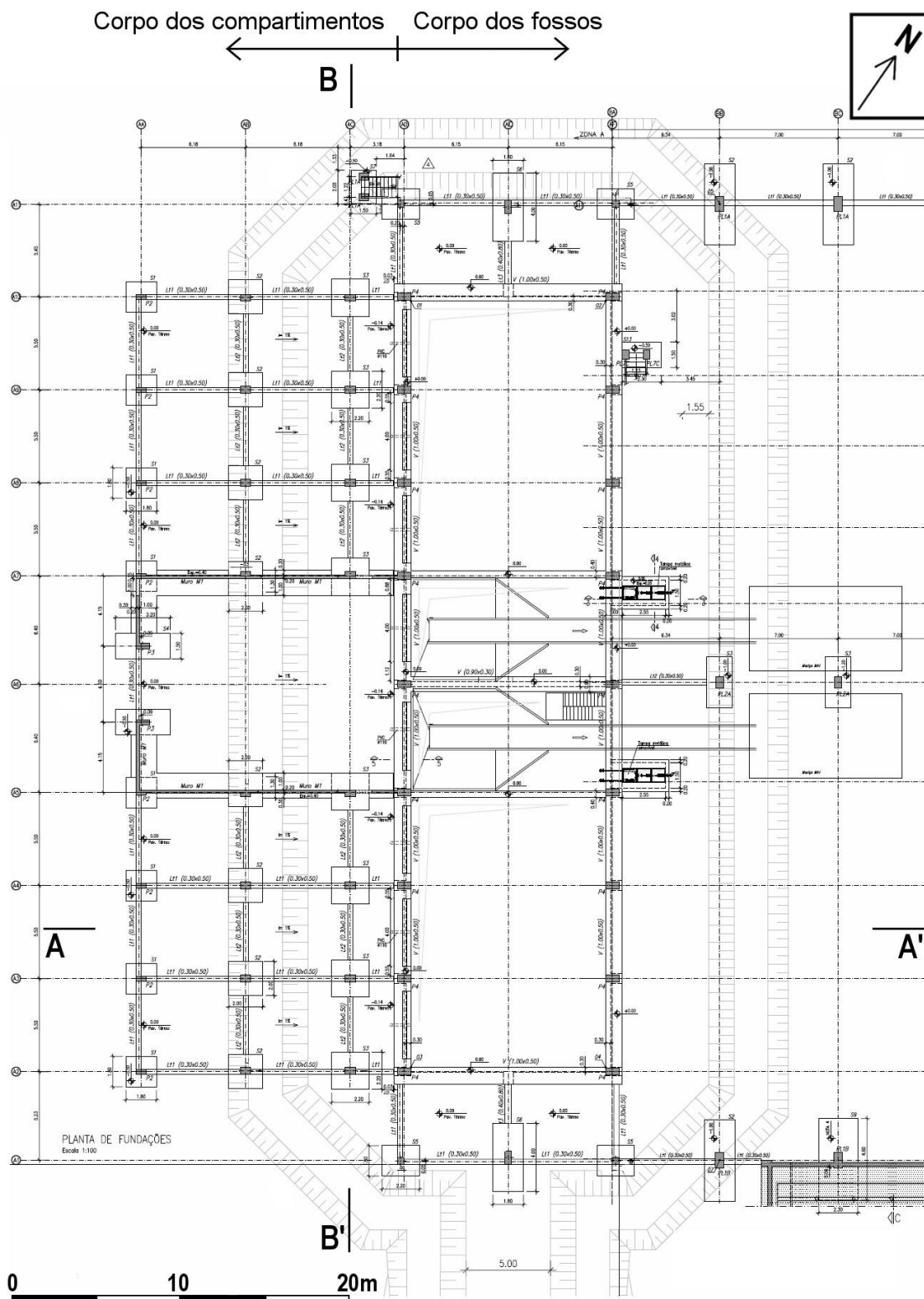


Figura 4.3 Planta de fundação da Zona 1 (adaptado de Edifer, 2011b)





A execução do aterro, nesta Zona, decorreu entre Junho e Setembro de 2010 e, de acordo com as especificações de projecto, foram seguidas as metodologias de compactação e controlo estabelecidas por forma a assegurar que os valores dos parâmetros obtidos em laboratório (que orientaram a concepção do projecto) seriam atingidos à escala da obra. Designadamente, o controlo da compactação foi executado recorrendo ao método do Gamadensímetro (AASHTO T238) visando compactação relativa mínima de, pelo menos, 95% do valor óptimo do ensaio de compactação tipo Proctor (LNEC E 197) e com média nunca inferior a 98% (Edifer, 2009) conforme o especificado.

Assim sendo, os valores de referência considerados corresponderam a peso volúmico seco máximo de  $2,03\text{g/cm}^3$  e ao teor óptimo em água de 10% (Rosas Construtores S.A., 2009) relativos a uma amostra classificada como GM – cascalho siltoso, segundo a Classificação Unificada de Solos (Unified Soil Classification System – USCS) e como A-1-b (0) na Classificação de Solos para Fins Rodoviários – AASHTO (LNEC E 240) (*vide* Quadro 4.2). Importa referir que, de acordo com os relatórios dos ensaios de controlo, o grau de compactação exigido foi sempre alcançado, resultado que será discutido adiante.

#### 4.4.1.2 Comportamento da fundação e das estruturas construídas

Durante os trabalhos de edificação das estruturas do corpo dos compartimentos, após um período de chuvas intensas, observaram-se assentamentos diferenciais, significativos e crescentes no aterro de fundação, junto ao fosso (Figura 4.6). Em alguns pontos, os deslocamentos atingiram valores centimétricos, evidentes nas inspecções visuais (Figura 4.6 b).



- a) Assentamentos no aterro de fundação e arqueamento nos lintéis de travamento;
- b) Assentamentos no aterro de fundação na área anexa ao fosso.

Figura 4.6 Aspecto geral da estrutura e assentamentos na Zona 1  
(adaptado de Santos & Santos Ferreira, 2012)

O comportamento do aterro não foi acompanhado pelas estruturas construídas devido às diferenças de rigidez dos materiais. Consequentemente, os elementos estruturais sofreram

esforços excessivos, pondo em causa a estabilidade da edificação (Santos *et al.*, 2013b). Por inspecção visual foi registada a redução das espessuras das juntas de dilatação entre o corpo dos compartimentos e o corpo dos fossos para valores inferiores aos previstos em projecto, que pressupôs o apoio horizontal, inaceitável, das vigas do corpo dos compartimentos nos pilares do corpo anexo.

Foram, igualmente, assinaladas fissurações em sapatas, em lintéis de fundação, em vigas e em muros, verificou-se o arqueamento e a ruptura de lintéis de travamento, o deslocamento de vigas e o esmagamento dos pilares nos pontos de ligação, entre outras patologias (Figura 4.7).



a) Pormenor da sapata e intel de fundação; b) Fissuração nos lintéis de fundação;  
c) Pormenor da fissuração no muro; d) Rotação em painéis verticais.

Figura 4.7 Aspectos de algumas patologias observadas na Zona 1 (adaptado de Edifer, 2011d)

#### 4.4.1.3 Instrumentação e observação

O sistema de instrumentação planeado foi composto por 22 alvos reflectores (ATP na Figura 4.8), distribuídos pelos alinhamentos principais no corpo dos compartimentos e nos pilares adjacentes do corpo dos fossos.

Os alvos foram colocados à cota 4,0m, na primeira viga de travamento, em Dezembro de 2010, com excepção dos dispositivos localizados nos eixos A1 e A11 (ATP 17 a ATP 22), correspondentes aos alinhamentos exteriores considerando um corte longitudinal da planta, que foram apenas instalados em Fevereiro de 2011.

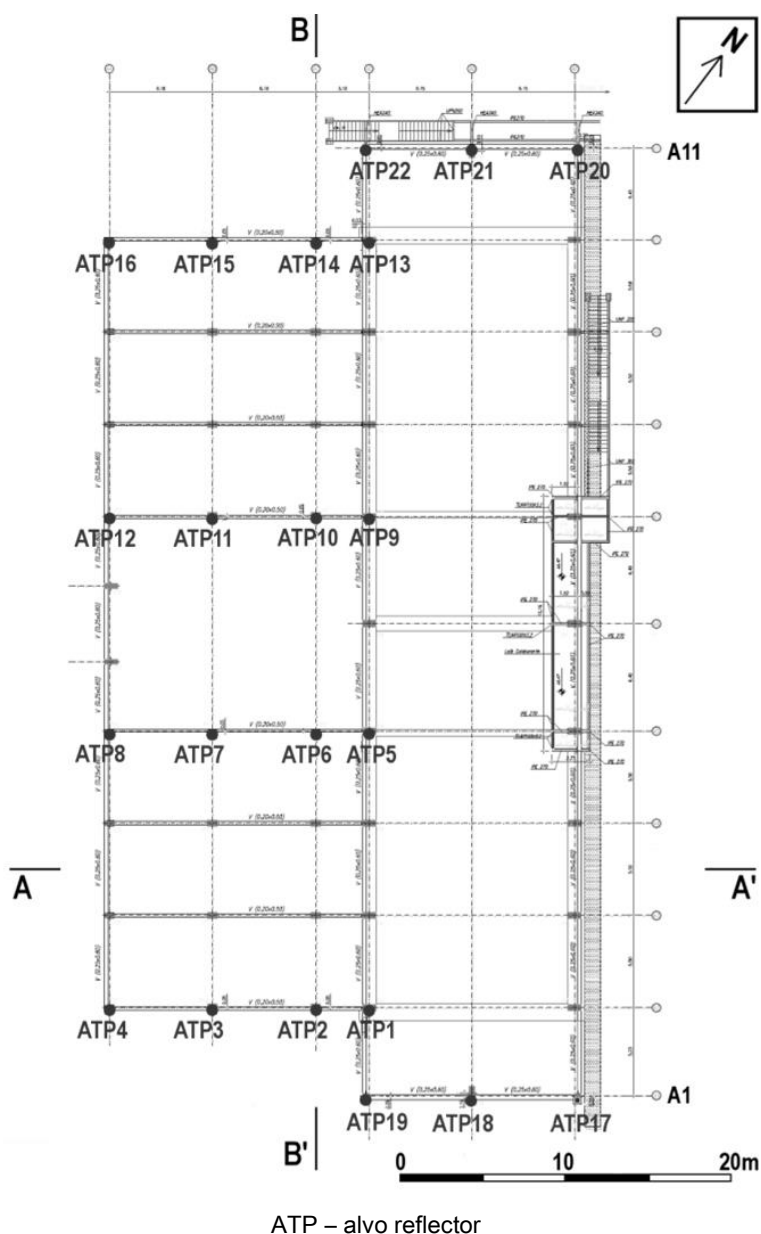


Figura 4.8 Planta à cota 4,0m com localização dos dispositivos de observação na Zona 1  
(adaptado de Edifer, 2011d)

As leituras foram iniciadas em Dezembro de 2010, semanalmente, de modo a seguir a evolução dos assentamentos identificados por inspecção visual. Os valores registados permitiram concluir que as estruturas sofreram, em diferentes pontos, rotação e translação horizontal no sentido do corpo do fosso (Edifer, 2011d), além dos assentamentos já mencionados. No final de Fevereiro de 2011, face à observação de deslocamentos tendencialmente crescentes, foram realizadas leituras mais frequentes.

A Figura 4.9 apresenta os valores registados (segundo o eixo Z – eixo vertical) no conjunto de seis alvos, distribuídos entre os eixos A1 e A11 (*vide* Figura 4.8), a partir de meados de Fevereiro, data da sua instalação.



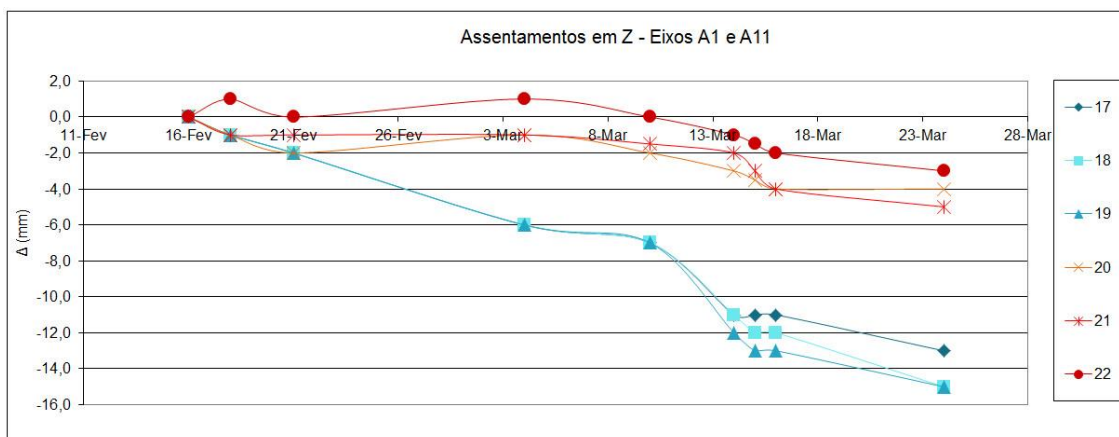


Figura 4.9 Deslocamentos registados nos eixos A1 e A11 (Zona 1)  
antes dos trabalhos de reforço de terrenos (adaptado de Edifer, 2011d)

Na Figura 4.9 é observável o aumento imprevisto dos valores que confirmou a necessidade de implementação urgente de medidas de estabilização do aterro, por forma a minimizar os esforços excessivos na estrutura e os danos consequentes (Santos *et al.*, 2013b). São, também, evidentes as diferenças entre valores medidos nos dois alinhamentos. Designadamente, os assentamentos no eixo A1 (ATP17 a ATP19) na ordem dos 4mm são inferiores aos assentamentos medidos no eixo A11 (ATP20 a ATP22), no lado oposto da estrutura, que atingem os 15mm.

Da comparação dos resultados da monitorização topográfica com os registos das inspecções no local, confirmou-se que os deslocamentos máximos ao nível do edifício eram muito inferiores aos observados no aterro de fundação, como descrito na Secção 4.4.1.2., sendo justificados pelas diferenças das características dos materiais. Como referido, em consequência, alguns dos elementos estruturais quando submetidos às tensões excessivas, cederam (Santos & Santos Ferreira, 2012).

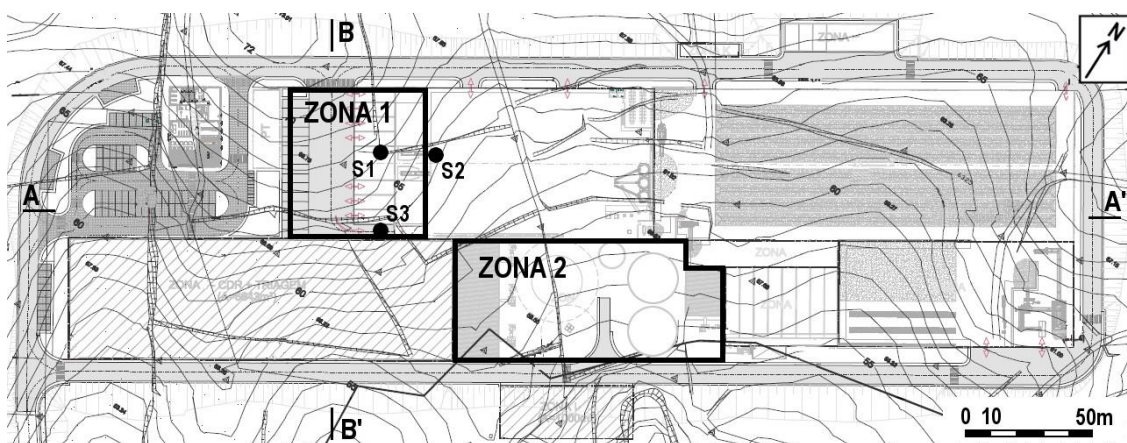
#### 4.4.2 Estudo geológico-geotécnico complementar

Por efeito do mau funcionamento do aterro de fundação da Zona 1 foi necessário reavaliar as suas características geomecânicas para o planeamento de acções de remedeio.

Para tal, foi preconizada uma campanha de prospecção geológica-geotécnica complementar que abrangeu a área da “Central” pretendendo o conhecimento das condições de terreno nas diferentes Zonas que compõem o empreendimento, além das abordadas neste trabalho (Zona 1 e 2).

#### 4.4.2.1 Sondagens e ensaios SPT

Na Zona 1 foram, então, realizadas duas sondagens recorrendo a equipamento de percussão (S1 e S3), perfazendo 17,0m de furação (Figura 4.10). As sondagens foram acompanhadas da execução de ensaios de penetração dinâmica normalizados tipo SPT, a cada 1,5m e ao longo de todo o comprimento dos furos de sondagem de modo a avaliar a resistência à penetração dinâmica do aterro. Foram realizados, no total, 11 ensaios (Quadro 4.3) e foram recolhidas amostras indeformadas para análise em laboratório.



S – Sondagem à percussão com ensaio SPT

Figura 4.10 Planta de localização dos trabalhos de prospecção geológica-geotécnica na Zona 1 (adaptado de Edifer, 2011a)

Quadro 4.3 Resultados dos ensaios SPT realizados nos furos das sondagens S1 e S3, campanha de prospecção geológica-geotécnica de 2011 (Edifer, 2011a)

PROFUNDIDADE (m)	SONDAGEM S1		SONDAGEM S3	
	DESCRIÇÃO	N <sub>SPT</sub>	DESCRIÇÃO	N <sub>SPT</sub>
1,5	Argila siltosa de tons acinzentados a acastanhados, com fragmentos de argila margosa/marga de cor cinzento, dispersos (aterro) (0-10,5m)	6	Argila siltosa de tons acinzentados a acastanhados, com fragmentos de argila margosa/marga de cor cinzento, dispersos (aterro) (0-5,5m)	28
3		17		25
4,5		24		17
6		49	Argila margosa/ marga de cor cinzento (5,5-6m)	60 (3)
7,5		23		
9		20		
10,5	Argila margosa/ marga de cor cinzento (10,5-11m)	60 (13)		

Verificou-se que os resultados obtidos mostram variações significativas dos valores de  $N_{SPT}$  em profundidade. Em particular, denotou-se que na sondagem S3 os valores de  $N_{SPT}$  são decrescentes à medida que o furo de sondagem avança. Estas variações nos resultados, a par do comportamento geotécnico observado, sugerem que execução e o controlo na construção do aterro possam ter sido inadequados (Santos & Santos Ferreira, 2012).

#### 4.4.2.2 Ensaios laboratoriais

De modo a conhecer as propriedades geotécnicas dos terrenos em estudo e tentar aferir o comportamento dos materiais no contexto de obra foi preconizada a realização de ensaios laboratoriais sobre amostras representativas. Para tal, foi efectuada a recolha de quatro amostras indeformadas dos materiais do aterro (duas por furo) com recurso a amostrador Proctor-Moran. Posteriormente, as amostras foram submetidas a ensaios de identificação, de compressibilidade e mecânicos (ensaios edométricos, de corte directo e triaxiais).

##### *Ensaios de identificação*

As amostras recolhidas foram sujeitas a análise granulométrica por peneiração húmida (LNEC E 239) e foram determinados os limites de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade) (NP 143). Os resultados dos ensaios são apresentados no Quadro 4.4, bem como as respectivas curvas granulométricas na Figura 4.11.

Quadro 4.4 Síntese de resultados dos ensaios de identificação das amostras ensaiadas da Zona 1 (sondagens S1 e S3) (adaptado de Geosolve, 2011)

SOND.	PROF. (m)	DESCRIÇÃO	PENEIROS SÉRIE ASTM %PESO, MATERIAL PASSADO					LIMITES DE ATTERBERG			CLASSIFICAÇÃO	
			3"	#4	#10	#40	#200	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	AASHTO
S1	8,0 – 8,6	Aterro argilo- siltoso com fragmentos de argila	100	91,9	80,9	63,9	41,7	25	11	13	SC, areia argilosa	A-6 (2)
S3	3,5 – 4,1	margosa/ marga de cor cinzento, dispersos	100	93,8	76,3	50,0	39,4	31	15	16	SC, areia argilosa	A-6 (2)

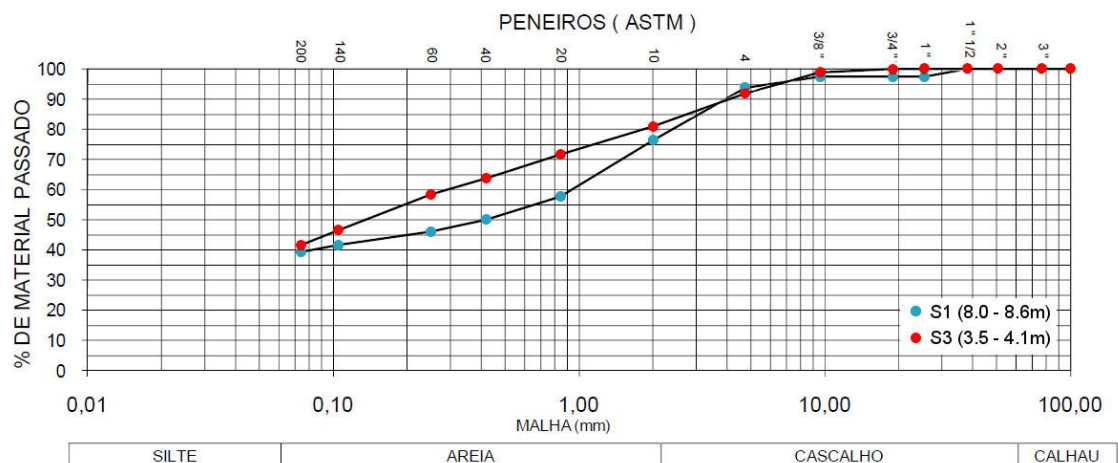


Figura 4.11 Curvas granulométricas das amostras ensaiadas na Zona 1 (adaptado de Geosolve, 2011)

Os resultados destes ensaios mostraram que ambas as amostras têm características aproximadas.

Recorrendo à Carta de Plasticidade de Casagrande, da projecção das relações obtidas de LL e IP de cada amostra, verificou-se que estas localizam-se na zona de baixa plasticidade e baixa compressibilidade (Figura 4.12).

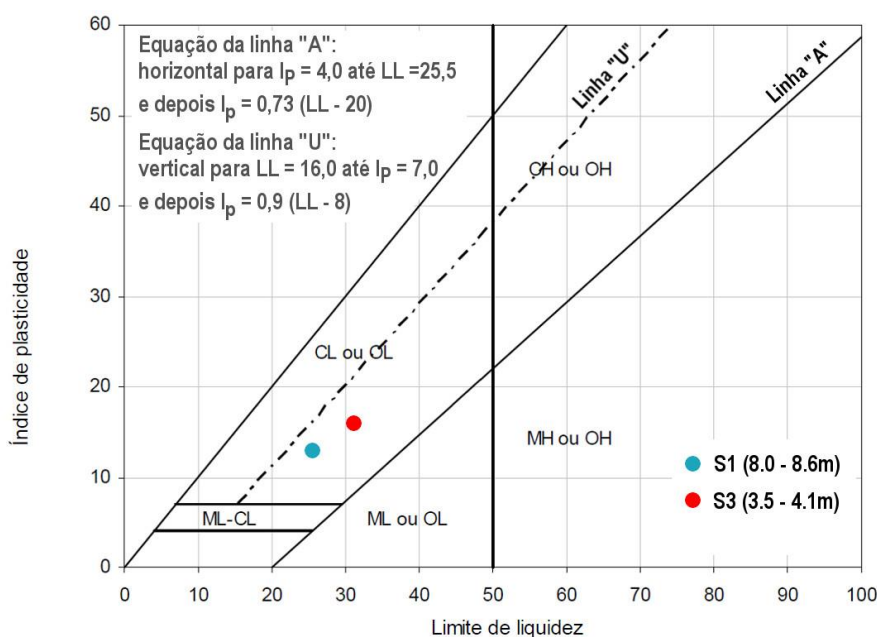


Figura 4.12 Localização das amostras da Zona 1 na Carta de Plasticidade de Casagrande

Com base nos dados obtidos dos ensaios de identificação foi possível classificar os materiais segundo a USCS (ASTM D 2487) e a Classificação de solos para fins rodoviários (LNEC E 240). Deste modo, tem-se que as amostras correspondem ao grupo SC – areia

argilosa e à classe A-6 (2) conforme os sistemas de classificação referidos. De acordo com as classificações, estes solos são razoáveis a maus para utilização em aterros.

A partir do resultado da Classificação Unificada foi, ainda, possível obter uma aproximação qualitativa de algumas das propriedades dos materiais em análise através das tabelas propostas pelo *United States Department of Agriculture* (USDA, 1990).

Apresenta-se no Quadro 4.5 uma síntese dos comportamentos expectáveis dos materiais classificados como SC – areia argilosa pela USCS.

Quadro 4.5 Tendências de comportamento dos materiais da Zona 1 classificados pela USCS  
(adaptado de Lambe & Whitman, 1979 *in* Fernandes, 2006; USDA, 2012)

CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA DE SOLOS (ASTM D2487 – 1993)	SC – areia argilosa
RESISTÊNCIA AO CORTE QUANDO COMPACTADO E SATURADO	Boa a razoável
COMPRESSIBILIDADE QUANDO COMPACTADO E SATURADO	Baixa
TRABALHABILIDADE COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO	Boa
PERMEABILIDADE QUANDO COMPACTADO E SATURADO	Impermeável ( $K = 10^{-6}$ a $10^{-8}$ )
RESISTÊNCIA AO <i>PIPPING</i> EM ATERROS	Boa
CAPACIDADE DE DEFORMAÇÃO PLÁSTICA SOB CARGA SEM CORTE	Razoável
EXPANSIBILIDADE	Baixa

Da análise granulométrica verifica-se que ambas as amostras apresentam uma percentagem de finos (material que passa no peneiro #200) próxima dos 40%. Visto não ter sido realizada a análise mineralógica, não foi possível identificar o tipo de minerais argilosos cuja presença pode conferir um carácter expansivo ao material quando hidratado.

Nesta perspectiva, na impossibilidade de aferir por esta via a expansibilidade dos materiais, foram utilizados os valores dos limites de consistência (designadamente, valores de LL e IP) para prever essa propriedade. De acordo com as relações sintetizadas por White & Bergeson (2002 *in* Santos, 2009) (Quadro 4.6) constata-se que o potencial expansivo na amostra em estudo pode considerar-se baixo.

De notar que este resultado está em conformidade com a informação da Figura 4.12 e do Quadro 4.4.

Quadro 4.6 Relações entre os limites de consistência e a expansibilidade expectável  
(adaptado de White & Bergeson, 2002 *in* Santos, 2009)

	RELAÇÕES ENTRE LIMITES DE CONSISTÊNCIA E POTENCIAL EXPANSIVO		
HOLTZ & GIBBS	IP<18% 15%<IP<28% 25%<IP<41% IP>35%		Baixo Médio Alto Muito Alto
SEED <i>et al.</i>	IP<15% 10%<IP<30% 20%<IP<55% IP>40%		Baixo Médio Alto Muito Alto
U.S. DEPARTMENT OF THE ARMY	LL<50% 50<LL<60% LL>60%	IP<15% 10%<IP<30% 20%<IP<55%	Baixo Médio Alto

### Ensaio edométrico

A deformabilidade dos terrenos de aterro foi avaliada através da realização de um ensaio edométrico (ASTM D 2435) sobre uma amostra recolhida na sondagem S3. O ensaio foi conduzido com o seguinte plano de carregamentos: 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa, 100kPa, 50kPa, 200kPa, 400kPa, 800kPa, 200kPa, 50kPa, 25kPa. Os resultados relativos a este ensaio apresentam-se no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 Síntese dos resultados dos ensaios laboratoriais das amostras recolhidas na Zona 1  
(adaptado de Geosolve, 2011)

SONDAGEM	PROFUNDIDADE (m)	Cc
S3	3,5 – 4,1m	1,18E-1

### Ensaio de resistência ao corte

Foram realizados ensaios laboratoriais com o objectivo de caracterizar os terrenos de fundação quanto à resistência ao corte. Devido a limitações em termos de quantidade de material disponível para ensaiar, foi seleccionada uma amostra da sondagem S1 para a execução de um ensaio triaxial, consolidado não drenado com medição de pressões neutras, e uma amostra da sondagem S3 para a realização de um ensaio de corte directo, igualmente, consolidado e

em condições não drenadas. Os resultados dos ensaios referidos são apresentados no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 Síntese dos resultados dos ensaios de corte directo e triaxiais consolidados não drenados das amostras recolhidas na Zona 1 (adaptado de Geosolve, 2011)

SONDAGEM	PROFUNDIDADE (m)	CORTE DIRECTO (CU)		TRIAxIAL* (CU)	
		$\varphi$ (°)	c (kPa)	$\varphi'$ (°)	c' (kPa)
S1	8,0 – 8,6m	–	–	34,5	13,73
S3	3,5 – 4,1m	27	50,01	–	–

\* Avaliação dos parâmetros de resistência ao corte ( $\varphi'$  e  $c'$ ) utilizando o modelo de Mohr-Coulomb, admitindo como critério de rotura o valor máximo pela relação de tensões  $\sigma'_1 / \sigma'_3$ .

#### 4.4.2.3 Discussão das causas do incidente

O estudo dos resultados dos ensaios realizados visou, por um lado, compreender o comportamento geotécnico da fundação e, por outro lado, servir de base ao pré-dimensionamento da solução de melhoramento de terrenos a implementar.

No que diz respeito ao comportamento do aterro foram considerados os resultados dos ensaios de identificação e classificação sobre a amostra de referência (*vide* Quadro 4.2) e sobre as amostras recolhidas nas sondagens na Zona 1 (*vide* Quadro 4.4).

Da análise dos valores apresentados, verificou-se que os materiais diferem nas suas características geotécnicas. Designadamente, as amostras recolhidas no aterro na campanha de sondagens complementar (amostras S1 e S3) são consideradas classe SC – areia argilosa na Classificação USCS (ASTM D2487) e A-6 (2) na Classificação de solos para fins rodoviários (LNEC E240), como já foi mencionado, e à amostra de referência é atribuída a classe GM – cascalho siltoso e A-1-b (0) nos mesmos sistemas de classificação. A Figura 4.13 representa as curvas granulométricas das amostras em análise e expressa, de modo claro, a diferença entre elas.

Tendo em conta as informações recolhidas, considerou-se que a caracterização física e a variabilidade dos materiais de empréstimo não foram estudadas convenientemente devido a insuficiente amostragem e realização de ensaios (Santos *et al.*, 2013b) e a não ter sido considerado o carácter evolutivo do material escavado. As limitações na caracterização do material de empréstimo resultaram na adopção de uma amostra de referência incorrecta para o dimensionamento e compactação do aterro. Esta divergência pode justificar a execução

deficiente do projecto, que é sugerida pelos resultados dos ensaios SPT em profundidade, bem como justificar as debilidades de comportamento da plataforma de fundação (Santos & Santos-Ferreira, 2012).

Destes resultados considerou-se, ainda, que o tipo de solos usados na construção do aterro não foram os mais adequados para este fim, apesar de se qualificarem com potencial expansivo baixo. A presença de materiais de natureza margosa e, no caso de opção pelo seu uso, recomendaria a implementação de acções de prevenção da degradação das características mecânicas devidas variações do conteúdo em água no corpo do aterro ou outros processos de meteorização que não foram considerados, *e.g.* medidas indicadas na Secção 2.4.

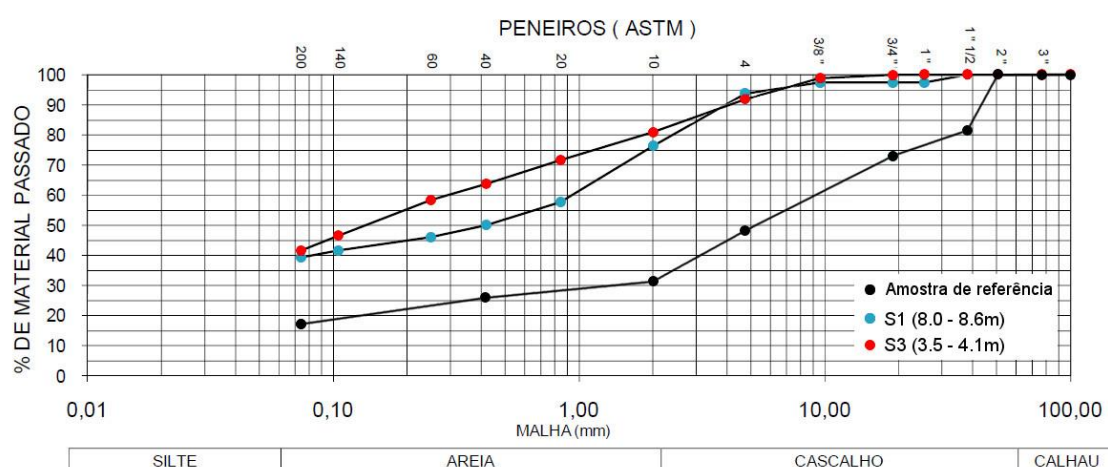


Figura 4.13 Comparação das curvas granulométricas das amostras relativas à Zona 1 (adaptado de Rosas Construtores, 2009 e Geosolve, 2011)

#### 4.4.3 Discussão das medidas mitigadoras propostas

Perante a ocorrência de assentamentos nos aterros de fundação e não tendo sido verificada a tendência para a estabilização desta situação, foi confirmada a urgência na implementação de medidas de controlo e mitigação. A intervenção projectada visou, assim, o melhoramento das características resistentes do aterro e a transmissão eficiente das cargas provenientes da superestrutura a formações com boas características mecânicas permitindo o controlo das patologias ocorrentes. Atendendo às características geotécnicas do aterro e à sua natureza margosa e argilosa, foram ponderadas diversas soluções, nomeadamente, (i) a substituição dos materiais de aterro, (ii) a instalação de microestacas, (iii) a construção de estacas de betão reforçado ou (iv) a construção de elementos verticais (colunas) de *jet grout*.

O processo de decisão foi baseado nos condicionalismos geológico-geotécnicos do local, nos factores técnicos, *e.g.* resultados expectáveis em tempo útil, exequibilidade, logística, e nos factores económicos já abordados na Secção 2.4.2.1.



A proposta de remoção e substituição dos materiais de aterro não foi considerada viável visto existirem estruturas já construídas que se pretendiam preservar. A opção de demolição e reconstrução implicaria custos e um período de execução inoportunos para a empreitada. Partindo desta constatação, a análise das restantes opções segundo os critérios supramencionados mostrou que a implementação de microestacas ou de estacas de betão reforçado seriam mais dispendiosas em relação ao *jet grouting*. Comparativamente às outras soluções, a construção de estacas de betão apresentava ainda desvantagens como maior dificuldade na furação, menor rendimento e menor versatilidade de equipamento, entre outras, pelo que foi igualmente rejeitada.

Identificadas as opções economicamente válidas neste contexto – as soluções por microestacas e por colunas de *jet grout* – foram consideradas as condições do aterro para prossecução do processo em curso: (i) o aterro apresentava fracas características geotécnicas, expressas por valores de  $N_{SPT}$  baixos e variáveis em profundidade, conforme o Quadro 4.3, na Secção 4.4.2.1 e (ii) persistia a ocorrência de assentamentos. Desta última situação resulta a mobilização de atrito lateral negativo nos elementos de reforço a implementar, o que constitui mais uma componente de carga além da transmitida pela estrutura.

Assim, em termos de exequibilidade, tanto as microestacas como o *jet grouting* apresentavam a vantagem em termos construtivos de requererem equipamentos fáceis de manobrar e de pequeno/médio porte compatíveis com as dimensões da estrutura já edificada e com a capacidade de carga do aterro que, durante a execução, funcionaria como plataforma de trabalho. No entanto, uma solução por microestacas, constituída (por definição) por elementos de pequeno diâmetro, exigiria a construção de comprimentos maiores para obter uma entrega nas camadas *in situ* com melhores características mecânicas que permitisse a mobilização de atrito lateral suficiente para sustentar as cargas actantes. Do exposto, considerou-se que a construção de elementos verticais de *jet grout* seria a solução mais adequada do ponto de vista técnico pois permitiria a mobilização da resistência de ponta pelo apoio das colunas nas camadas subjacentes *in situ* e, consequentemente, o aumento da capacidade de suporte das sapatas.

Adicionalmente, embora o projecto de *jet grouting* envolva mais exigências a nível do dimensionamento e do controlo executivo, esta solução tem associado um tempo de implementação reduzido. Este facto veio a revelar-se vantajoso não só pelo cumprimento dos prazos, assegurando o início atempado da exploração do empreendimento, mas também pelo controlo dos custos por exigir menores alterações ao calendário do projecto. Numa abordagem geral relativa à avaliação dos custos envolvidos, a solução por *jet grouting* foi considerada a mais ajustada, apesar os custos de mobilização de equipamentos e materiais (Santos *et al.*, 2013b).

#### 4.4.4 Solução adoptada – colunas de *jet grout* verticais

A proposta de reforço seleccionada consistiu na realização de corpos cilíndricos verticais de *jet grout* sob as sapatas das estruturas anexas à Fossa de Recepção (Figura 4.14). Foi prevista a construção de um total de 96 colunas recorrendo a um sistema de *jet grouting* simples. A cada elemento de fundação correspondeu a execução de quatro colunas de 600mm de diâmetro máximo, com a excepção de duas sapatas que, pelas suas maiores dimensões, foram reforçadas em oito pontos.

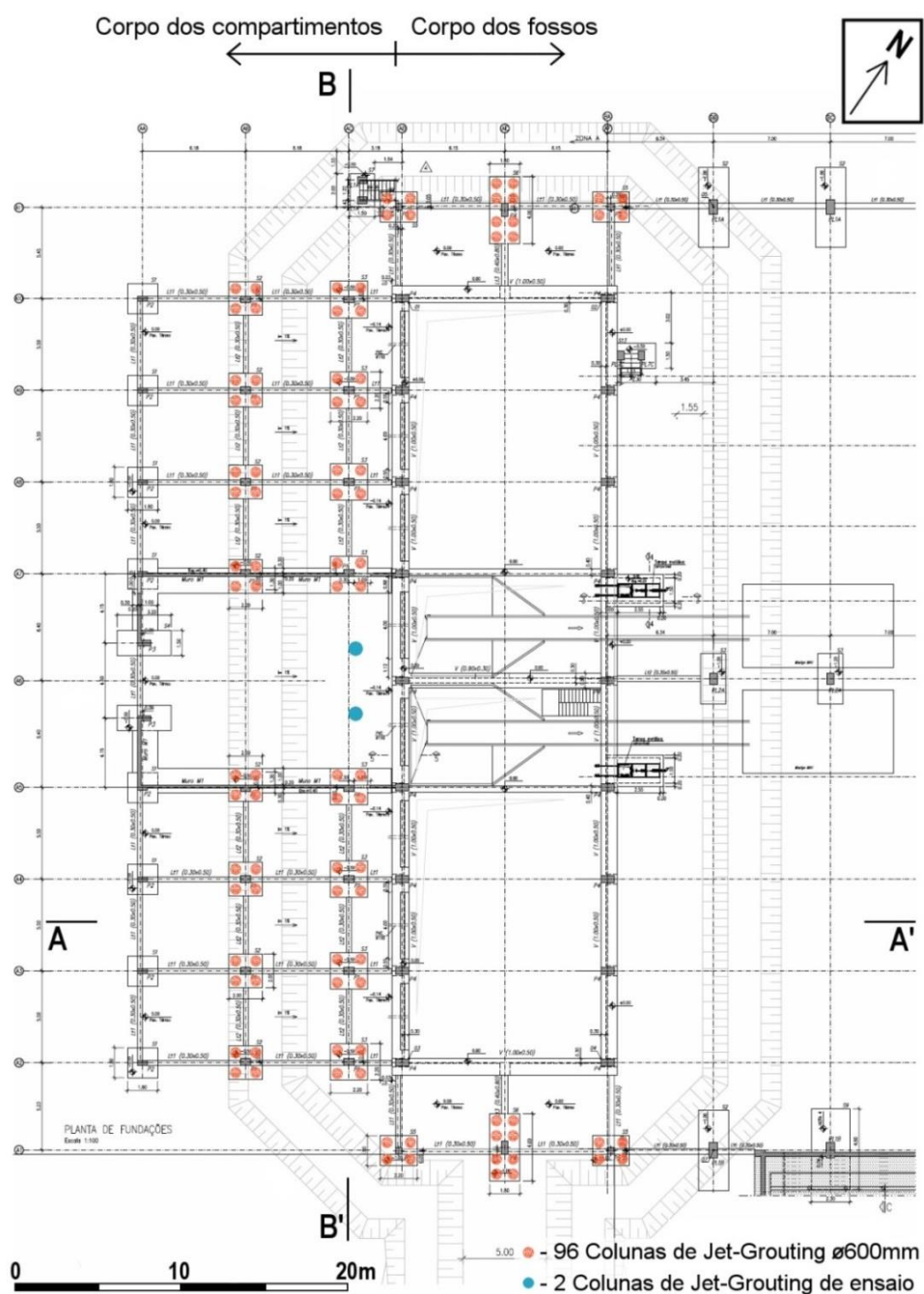


Figura 4.14 Planta com a localização das colunas verticais de *jet grout* projectadas para a Zona 1 (adaptado de Edifer, 2011b)

Em termos de comprimento, foi definido que as colunas deveriam atravessar a espessura de aterro na totalidade, até intersectar as formações com melhores características geotécnicas (calcários margosos e margas do Jurássico) por forma a mobilizar a resistência de ponta e assim efectivar o reforço pretendido. Portanto, as colunas projectadas apresentam comprimento variável de 4 a 9m, dependente das espessuras das Zonas Geotécnicas interessadas, ou seja, da profundidade do estrato rígido (Figura 4.15 e Figura 4.16).

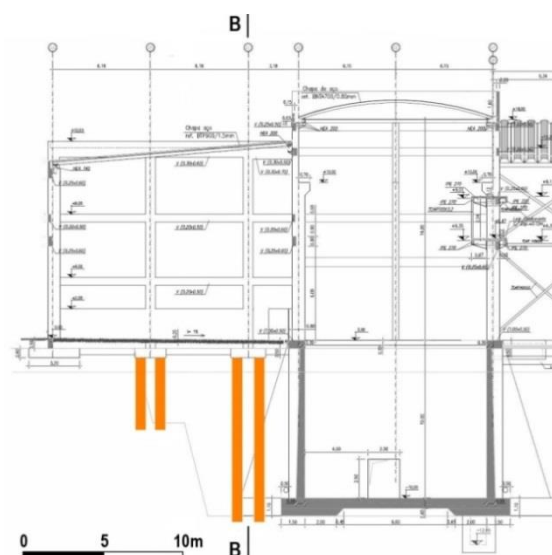


Figura 4.15 Corte transversal, AA' na Figura 4.14, direcção SW-NE aprox., com localização das colunas de *jet grout* projectadas (adaptado de Edifer, 2011d)

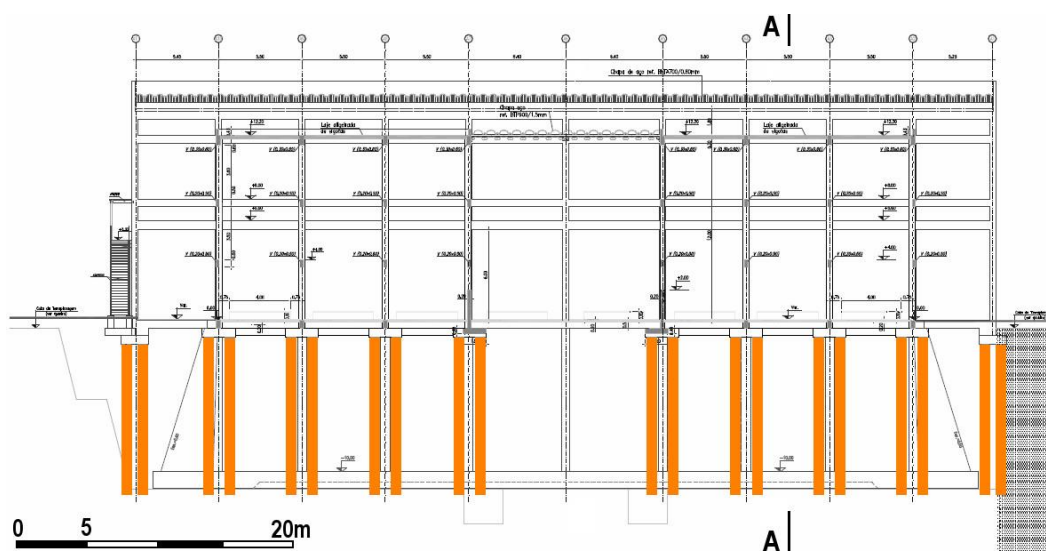


Figura 4.16 Corte longitudinal, BB' na Figura 4.14, direcção NW-SE aprox., com localização das colunas de *jet grout* projectadas (adaptado de Edifer, 2011d)

Os parâmetros mecânicos mínimos considerados para o pré-dimensionamento das colunas de *jet grout* foram definidos de modo a garantir o comportamento adequado das fundações, tendo em conta as solicitações de serviço previstas para o edifício acrescidas do atrito lateral

negativo provocado pelo aterro, e considerando as condições das formações *in situ* subjacentes.

Os valores de projecto relativos à resistência à compressão simples, são apresentados no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 Parâmetros mecânicos mínimos para o projecto das colunas de *jet grout* (Edifer, 2011b)

RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES	$\sigma \geq 4,0 \text{ MPa}$ (valor de rotura)
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES	$\sigma \geq 2,0 \text{ MPa}$ (valor de cálculo, em serviço)
MÓDULO DE DEFORMABILIDADE (EM COMPRESSÃO)	$E_s \geq 1,0 \text{ GPa}$

Considerando o valor de serviço da resistência à compressão simples ( $\sigma \geq 2,0 \text{ MPa}$ ) para uma coluna de *jet grout* de 600mm de diâmetro, determinou-se que a carga máxima em serviço corresponde a 565kN (Equação 4.1).

$N_{\text{res}} = \text{secção} \times \text{resistência à compressão simples} = (\pi \times 0,3^2) \times 2000 = 565 \text{ kN}$  [4.1] Logo, consoante o número de colunas sob cada elemento de fundação, quatro ou oito, dependendo das dimensões das sapatas (Figura 4.14), a capacidade de carga da fundação seria igual a 2260kN ou 4520kN, respectivamente. Estes valores seriam superiores a qualquer das estimativas relativas à carga transmitida pelo edifício às colunas de *jet grout*, que variam entre um mínimo de 634kN e um máximo de 936kN (valores conservativos considerados no projecto estrutural do edifício) (Edifer, 2011c). Os eventuais momentos que se poderiam exercer na sapata não seriam transmitidos aos elementos de *jet grout* pois a não solidarização dos referidos elementos, bem como a grande diferença de resistência dos materiais (betão e *jet grout*), criariam por plastificação no contacto um efeito de rótula na cabeça da coluna.

Ressalva-se que o raciocínio acima não entrou em conta com o efeito do atrito lateral negativo, pois considerou-se que a diferença entre a capacidade de carga disponível nas colunas de *jet grout* e as solicitações máximas definidas no projecto estrutural do edifício é largamente superior ao valor máximo possível de mobilizar pelo aterro de fundação. Face à análise apresentada, foi inferido que o pré-dimensionamento realizado permitiria o resultado final pretendido.

#### 4.4.4.1 Colunas de *jet grout* de teste

No presente caso, conforme a prática corrente, os pressupostos de pré-dimensionamento foram validados através da realização de duas colunas de teste. Foram executadas na zona do pavimento térreo (*vide* Figura 4.14), na proximidade dos elementos de fundação (sapatas), de

forma a ensaiar pontos do aterro com condições semelhantes aos locais das colunas definitivas e assim obter resultados representativos.

As colunas foram executadas com recurso a um sistema de *jet* simples; a calda de cimento era composta por água e cimento Portland de calcário tipo CEM II / B-L 42,5 R na proporção 1/1 e foram ensaiados parâmetros de execução distintos nas duas colunas (Quadro 4.10). Ambas as colunas foram executadas com 2,5m de comprimento (Santos *et al.*, 2013b).

Quadro 4.10 Parâmetros executivos adoptados para o sistema de *jet grouting* para as colunas de teste (Edifer, 2011)

	1	2
SISTEMA DE JET	Simples	Simples
PRESSÃO DE INJEÇÃO (MPa)	35	33
DIÂMETRO DO INJECTOR (mm)	4	3,5
RELAÇÃO ÁGUA / CIMENTO	1/1	1/1
DENSIDADE DA CALDA	1,52	1,52
VELOCIDADE DE ROTAÇÃO (rpm)	22	16
TEMPO (s)	5,5	7,4
PASSO (cm)	4	4
CALDA DE CIMENTO (kg/m)	250	250
CALDA DE CIMENTO (kg/m <sup>3</sup> )	884	884
COMPRIMENTO DE FURAÇÃO (m)	3	3
COMPRIMENTO DE INJEÇÃO (m)	2,5	2,5

Após um período de 14 dias realizou-se uma escavação para expor os topos das colunas e caracterizar a sua geometria. Seguidamente foram executadas duas sondagens à rotação ao longo dos elementos construídos (Figura 4.17). Do material recolhido foram preparados provetes para realização de ensaios de compressão uniaxial visando a avaliação das características do terreno melhorado.

Os resultados dos ensaios, apresentados na Figura 4.18 e na Figura 4.19, possibilitaram avaliar o módulo de deformabilidade e a resistência à rotura em compressão uniaxial dos provetes das colunas de teste (Quadro 4.11).



a) Aspecto da superfície do aterro no local das colunas de teste;  
b) Log da sondagem na coluna de teste.

Figura 4.17 Colunas de teste na Zona 1

Os resultados dos ensaios, apresentados na Figura 4.18 e na Figura 4.19, possibilitaram avaliar o módulo de deformabilidade e a resistência à rotura em compressão uniaxial dos provetes das colunas de teste (Quadro 4.11).

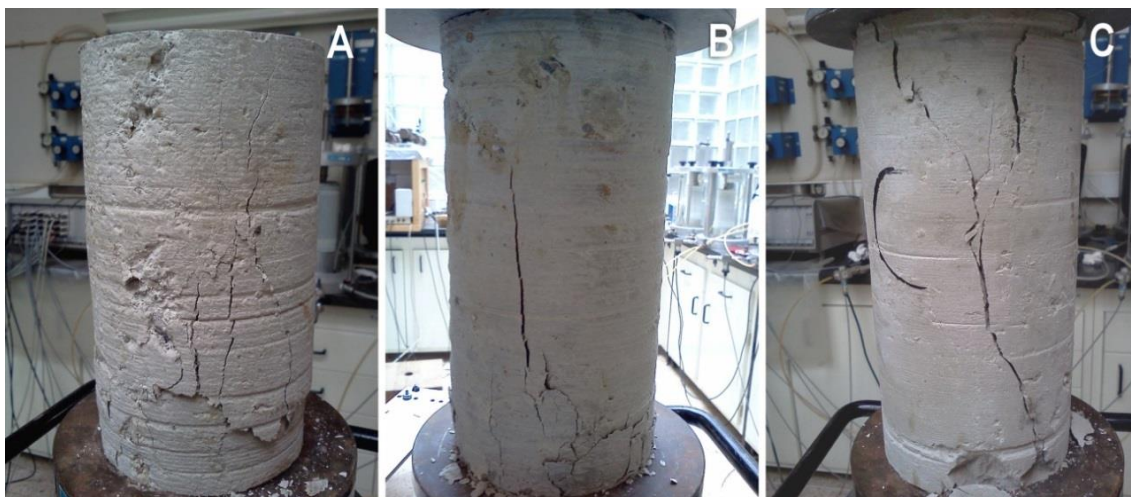


Figura 4.18 Ensaios de compressão uniaxial em provetes de amostras das colunas de teste de *jet grout* da Zona 1

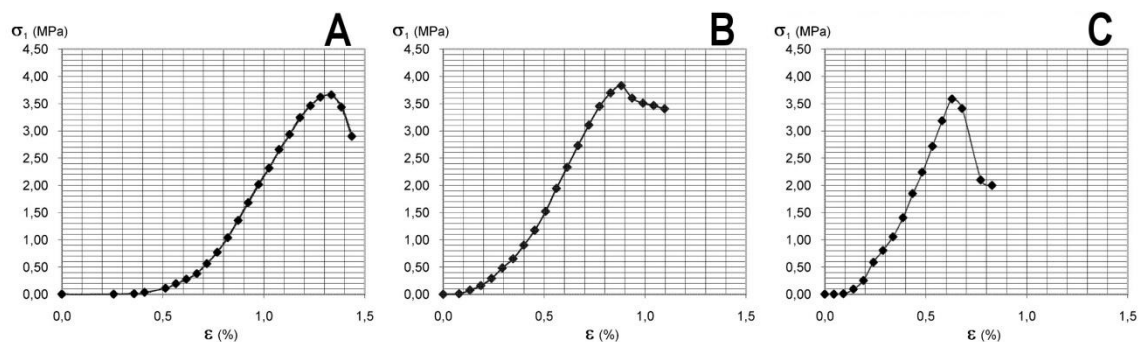


Figura 4.19 Resultados dos ensaios de compressão uniaxial em provetes de amostras das colunas de teste de *jet grout* da Zona 1



Quadro 4.11 Resultados dos ensaios de compressão uniaxial em provetes de amostras das colunas de ensaio de *jet grout* da Zona 1 (provetes ensaiados aos 14 dias)

PROVETE	TENSÃO DE ROTURA (MPa)	DEFORMAÇÃO NA ROTURA (%)	MOD. DEFORMABILIDADE (MPa)
A	3,64	1,4	600
B	3,83	0,9	720
C	3,54	0,6	900

Não obstante os valores obtidos para 14 dias de cura não corresponderem às características finais do solo melhorado, estes resultados permitiram uma orientação quanto à qualidade do melhoramento. Uma vez que todos os provetes apresentaram características satisfatórias, considerou-se que, aos 28 dias, os valores requeridos no projecto seriam atingidos (Santos & Santos Ferreira, 2012).

Os valores de resistência à compressão uniaxial a 14 dias foram projectados no gráfico apresentado por Hayward Baker (2004) (Figura 4.20). Verifica-se que os resultados enquadram-se na gama de valores associada aos siltes e siltes arenosos o que condiz com a classificação atribuída aos materiais do aterro onde foram realizadas as colunas de teste. Permite, ainda, prever que após a cura total do *jet grout* a resistência à compressão uniaxial seja da ordem dos 5MPa.

Foi, assim, tido como aceitável o prosseguimento dos trabalhos de reforço com a adopção dos parâmetros no dimensionamento do projecto de *jet grouting* apresentados adiante na Secção 4.4.4.2.

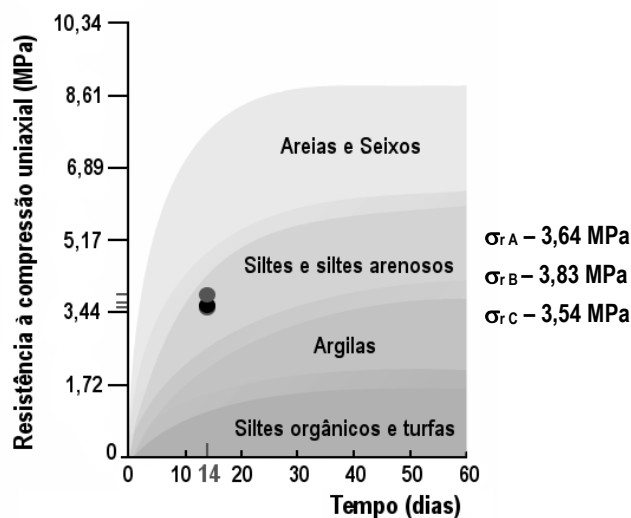


Figura 4.20 Projecção dos valores de resistência à compressão uniaxial obtidos nos ensaios sobre as colunas de teste, no gráfico apresentado em Burke (2004)

#### 4.4.4.2 Colunas de *jet grout* definitivas

O projecto de melhoramento de terrenos preconizou a implementação de colunas de *jet grout* verticais de 600mm de diâmetro sob as fundações do edifício.

Para tal, antecedendo os trabalhos de injeção, foi necessário realizar a furação das sapatas, por carotagem, em quatro ou oito pontos, dependendo da dimensão da sapata (Figura 4.21). Este procedimento permitiu o posicionamento correcto dos elementos de reforço para a transferência das cargas do edifício para estratos subjacentes com melhores características geotécnicas (Santos *et al.*, 2013b).



Figura 4.21 Execução das colunas de *jet grout*: aspecto da sapata após a furação por carotagem

Note-se que a execução das colunas contiguamente às sapatas, junto a cada vértice, seria mais rápida e menos onerosa por não requerer os trabalhos de preparação descritos. Contudo, a eficácia deste procedimento seria reduzida em termos dos objectivos de melhoramento das fundações visto que, as colunas ao localizarem-se fora da área de implantação das sapatas não garantiam a necessária interacção entre a estrutura e os elementos de reforço.

A construção das colunas de *jet grout* seguiu o procedimento executivo corrente, dividido nas etapas de furação, injeção e selagem, na sequência que se descreve (Figura 4.22):

- **Posicionamento da máquina** no local da sapata correspondente ao furo realizado previamente no betão, por carotagem (como descrito atrás) e fazendo coincidir o eixo da vara com o eixo da coluna pretendida. Procedeu-se, de seguida, à confirmação do alinhamento vertical do equipamento.
- **Furação** através da combinação do movimento de rotação do *bit* e da vara de *jet grout* com a acção de um jacto de água que auxilia o processo de desagregação do terreno. A presença da água tem ainda a função de permitir refrigerar o equipamento e de limpar o furo durante os trabalhos. A operação de furação decorreu até ter sido atingida a profundidade pretendida que, neste caso, variou entre os 4,70m e os 10,8m conforme a extensão das Zonas Geotécnicas atravessadas.



- **Injecção da calda de cimento a alta pressão** através dos bicos dos injectores localizados na parte inferior da vara. O processo desenvolveu-se com um movimento de rotação ascendente da vara, da base para o topo, de modo a formar os corpos de solo-cimento cilíndricos preconizados. Note-se que a injecção da calda terminou antes de ser atingida a boca do furo. A diferença entre o comprimento do furo e o comprimento de injecção relaciona-se com questões de segurança visto que, de acordo com Subtil (2003? in Fernandes 2010), para profundidades inferiores a 0,5m, o risco de o jacto de calda poder atingir o operador é bastante elevado.
- **Selagem** do furo após a conclusão da injecção de calda de cimento.

De referir que, nas fases de injecção e de furação, as hastes de *jet grout* foram lavadas com água em pressão para evitar a agregação da calda e de terreno ao equipamento, a perda de energia cinética pelo sistema (reduzindo a capacidade de desagregação e mistura) e outros eventuais danos. Igualmente, durante os trabalhos, o refluxo foi controlado por inspecção visual de forma a aferir da qualidade da execução do *jet grouting*.



a) Posicionamento do equipamento; b) Fase de furação;  
c) Lavagem do equipamento durante a fase de injecção; d) *Bit* de furação (pormenor).

Figura 4.22 Sequência executiva de coluna de *jet grout*

Tendo por base os conhecimentos resultantes da realização de colunas de teste, foram adoptados os parâmetros executivos apresentados no Quadro 4.12.

Quadro 4.12 Parâmetros de execução adoptados nos trabalhos na Zona 1

SISTEMA DE JET	Simplex
PRESSÃO DE INJEÇÃO (MPa)	32
DIÂMETRO DO INJECTOR (mm)	4
RELAÇÃO ÁGUA / CIMENTO	1/1
DENSIDADE DA CALDA	1,52
TEMPO (s)	5,6
PASSO (cm)	4
VELOCIDADE DE ROTAÇÃO (rpm)	21
CONSUMO DE CALDA DE CIMENTO (kg/m)	250
CONSUMO DE CALDA DE CIMENTO (kg/m <sup>3</sup> )	884
COMPRIMENTO DE FURAÇÃO (m)	4,70 a 10,80
COMPRIMENTO DE INJEÇÃO (m)	4 a 9

A execução de reforço por *jet grouting* sob uma estrutura parcialmente construída constitui uma situação de maior cuidado no que diz respeito à segurança e estabilidade. Foi, por isso, definido um esquema de implementação das colunas de *jet grout* que distribuiu a sua realização de forma alternada, tanto nos elementos de fundação como nos vértices intervencionados (Santos *et al.*, 2013b). Esta decisão visou a repartição equitativa dos esforços impostos ao aterro pelas pressões elevadas durante a injeção da calda e o melhoramento do terreno de forma faseada.

Apesar dos valores de resistência finais poderem não ser atingidos em todas as colunas durante o tempo de implementação do projecto (menos de um mês), admitiu-se que o reforço gradual do terreno obtido por cada elemento construído, pudesse reduzir a perturbação gerada pela furação e injeção das colunas próximas, minimizando a ocorrência de eventuais assentamentos. Como já mencionado, uma percentagem significativa do ganho de resistência da mistura solo-cimento é verificado nos primeiros dias de cura (*vide* Figura 4.20). Pelo que, apesar de os intervalos de pausa não terem sido muito alongados, os valores obtidos pela observação sugerem que adopção deste procedimento permitiu o efeito esperado, ou seja, os movimentos a nível do aterro foram controlados.

Esta abordagem construtiva é referida, por exemplo, no estudo de caso relativo à Linha Nankang do “Taipei Rapid Transit System”, em que foram testadas diferentes medidas para a mitigação de assentamentos decorrentes da instalação de colunas de *jet grout* contíguas.

Nesse estudo, Wong *et al.* (1997b) conclui que a opção mais eficaz correspondeu a realizar os trabalhos de *jet grouting* em etapas, com intervalos de pausa suficientes, para que o reforço do terreno limitasse as perturbações provocadas pelas operações subsequentes.

Para finalizar a intervenção na Zona 1, no final dos trabalhos de reforço e assegurado o desempenho geotécnico eficiente do terreno de fundação, todos os elementos estruturais danificados foram reparados com resina *Epoxy* e duas das vigas da fundação foram demolidas e reconstruídas devido à gravidade dos estragos.

#### 4.4.4.3 Controlo de qualidade

##### a) Controlo da execução

Da revisão bibliográfica da especialidade salienta-se a complexidade da concepção do projecto de *jet grouting* traduzida na dificuldade de previsão exacta das características finais do material melhorado pelo que destaca-se, igualmente, a importância do controlo cuidadoso da execução dos corpos de *jet grout*.

No caso de estudo apresentado, os procedimentos neste âmbito enquadraram-se, no essencial, nos conceitos descritos na Secção 3.8.

Começaram, assim, pela confirmação teórica da validade das formulações definidas para o dimensionamento dos elementos de reforço no sentido do cumprimento das exigências do projecto. Posteriormente, foram realizadas colunas de teste, como descrito na Secção 4.4.4.1, e durante a sua execução foram acompanhados e registados parâmetros relacionados com:

- o **processo de furação** como a verificação da implantação do furo, a inclinação ( $^{\circ}$ ), o diâmetro do furo (mm), o comprimento (m), a velocidade de furação (cm/s), a velocidade de rotação das hastes durante a furação (rpm), e a pressão de furação (MPa);
- o **processo de injeção** como o diâmetro do bico injector (mm), a velocidade de rotação das hastes durante a furação (rpm), a velocidade de subida das hastes (cm/s), a pressão de injeção (MPa), o comprimento (m) e no que diz respeito à calda de cimento foram verificadas a relação a/c, a homogeneidade e densidade da calda de cimento, a quantidade de calda por unidade de volume de terreno tratado e o refluxo.

A execução de colunas de teste permitiu a aferição dos diâmetros obtidos e a recolha de amostras para a realização de ensaios laboratoriais cujos resultados possibilitaram a rectificação dos parâmetros executivos por forma a que as colunas de *jet* definitivas cumprissem as características exigidas em projecto.

Na construção dos elementos de *jet grout* finais, o controlo da qualidade contemplou a monitorização e o registo automático e contínuo dos parâmetros sobreditos. Apenas o diâmetro das colunas não foi alvo de verificação visto localizarem-se sob as sapatas e por ter sido assumido que o mesmo foi sempre atingido, considerando as medições realizadas sobre as colunas de teste. Esta hipótese é sustentada no conceito que em condições semelhantes de terreno, usando os mesmos parâmetros, serão obtidos os mesmos resultados em termos de dimensões e características dos elementos de *jet grout* e este está contemplado no Eurocódigo 7.

No cumprimento da Norma aplicável (EN 12716), o refluxo foi um dos aspectos verificado no âmbito do controlo da qualidade da intervenção em estudo. Durante a construção das colunas, de acordo com os registos (“partes diárias”), em geral foi observado um refluxo contínuo, espesso, com solo o que indicou que a mistura do solo e da calda estava a processar-se de forma correcta. Não houve, por isso, necessidade de paragens dos trabalhos nem de ajuste dos parâmetros de *jet grouting* e não foi considerada necessária a recolha de amostras para ensaios laboratoriais nesta situação (conforme previsto na norma supracitada).

#### **b) Observação da instrumentação**

Os deslocamentos a nível do aterro e das estruturas vizinhas foram também acompanhados, durante a execução da empreitada, através do sistema de monitorização topográfica descrito em 4.4.1.3.

A partir dos valores obtidos, constatou-se que houve um ligeiro assentamento da estrutura que se processou de forma equitativa em toda a estrutura durante a implementação dos trabalhos de reforço – desde meados de Abril ao final de Maio (Figura 4.23). Este deslocamento pode ser justificado por o melhoramento efectuado atingir o seu objectivo de resistência após um intervalo de tempo em que decorre a cura dos elementos de solo-cimento.

Verificou-se, porém, uma tendência para a estabilização dos deslocamentos que foi mantida até à entrada em funcionamento das instalações industriais. Apesar de a figura referida não mostrar os resultados posteriores a meados de Maio de 2011, os valores registados foram da ordem 0 e +1mm (Santos & Santos Ferreira, 2012).

Confirma-se, assim, que o plano de instrumentação e observação constitui um método de controlo essencial neste tipo de intervenções. Pinto *et al.* (2001) salienta a sua importância referindo que, neste contexto, o PIO funciona como “uma ferramenta de gestão de risco por permitir investigar e prever a eficácia do funcionamento das estruturas sujeitas a trabalhos de reforço das suas fundações e ajustar atempadamente a solução inicial, se necessário”. Com

efeito, além proporcionar meios para o desenvolvimento dos trabalhos em condições de segurança, permite aferir o comportamento geotécnico das estruturas numa fase posterior.

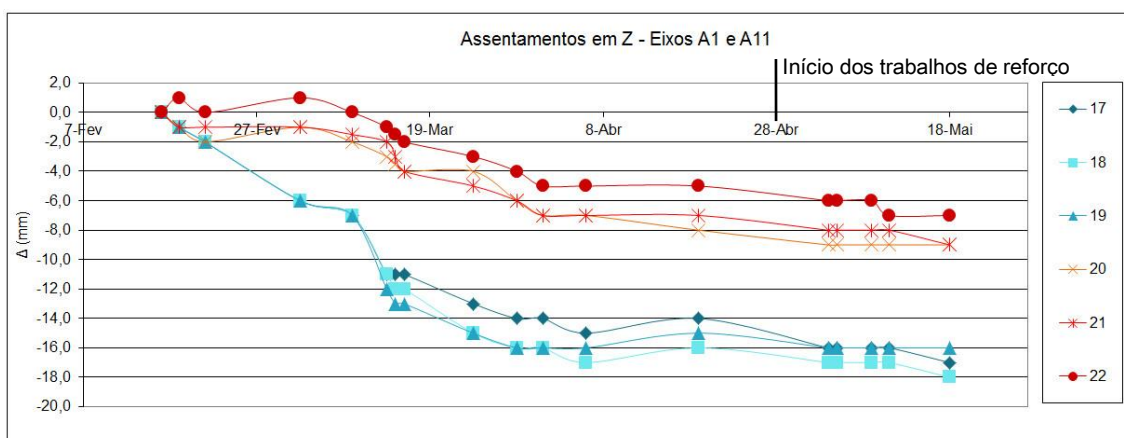


Figura 4.23 Assentamentos registados nos eixos A1 e A11 na Zona A (ATP17 a 19 e ATP20 a 22)

#### 4.4.5 Comentários finais acerca da solução por colunas de *jet grout* verticais

A implementação de colunas de *jet grout* verticais de 600mm de diâmetro em terrenos margosos revelou ser uma alternativa técnica eficaz para o reforço das fundações. Foi uma solução rápida e económica que permitiu mitigar a situação existente; os assentamentos ocorrentes cessaram após a execução das colunas o que permitiu o início de actividade das instalações industriais dentro dos prazos estipulados (Santos *et al.*, 2013b).

O programa de garantia e controlo de qualidade que compreendeu todas as fases do projecto possibilitou o desenvolvimento dos trabalhos em segurança, evitando as alterações inesperadas ao plano de trabalhos e, consequentemente, os custos devidos a paragens imprevistas, entre outros; Possibilitou, igualmente, confirmar o cumprimento dos requisitos executivos do projecto, assegurando o sucesso do melhoramento efectuado traduzido no funcionamento adequado das estruturas (Santos *et al.*, 2013b).

Constatou-se que, em geral, os custos associados ao controlo de qualidade constituíram uma parte não desprezável do total dos trabalhos de *jet grouting*, contudo permitiram evitar avultados sobrecustos em eventuais acções de remedeio.

## 4.5 Zona 2

A Zona 2 (Edifício das Bombas e Biofiltros) compreende uma área construída em aterro controlado que aloja, entre outras estruturas, dois reactores de digestão anaeróbia (Digestor 1 e Digestor 2) para a degradação do material biodegradável (da fracção fina) e a produção de biogás para posterior aproveitamento energético. Estes digestores correspondem a tanques metálicos de grandes dimensões, com 20m de altura e 20m de diâmetro, que funcionam ligados por um conjunto de tubagens (Figura 4.24).



Figura 4.24 Aspecto geral dos Digestores 1 e 2 na fase inicial de instalação (à esquerda e centro) e na fase final de instalação (à direita) (adaptado de Santos *et al.*, 2013b)

Em termos de localização em planta, os equipamentos referidos estão distanciados 1m um do outro e encontram-se situados entre outras edificações da instalação industrial tendo apenas um lado livre a Sudeste. O lado livre é anexo a uma estrada de serviço que acompanha toda a Zona 2 e a que se segue um talude artificial descendente interrompido, parcialmente, por um prolongamento do aterro que constitui uma Zona construtiva distinta (Figura 4.25).

Tal como foi exposto atrás, a plataforma de fundação corresponde a um aterro construído até à cota 61,20m. Este apresenta forma de cunha com configuração aproximada de 1(V)/10(H) e espessura crescente sensivelmente no sentido Noroeste-Sudeste, justificada pela configuração topográfica local (Figura 4.26).

Finalmente, importa referir que nesta dissertação foi apenas considerada a área ocupada pelos digestores que corresponde a cerca de 25x45m.

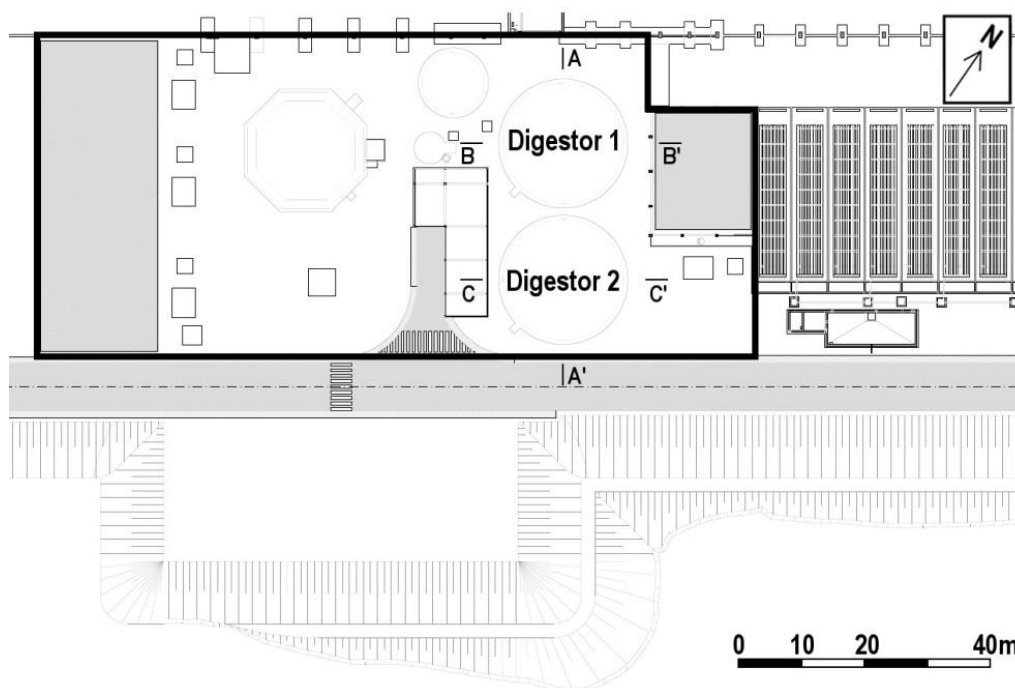


Figura 4.25 Planta da Zona 2 e estruturas anexas (adaptado de Edifer, 2011g)

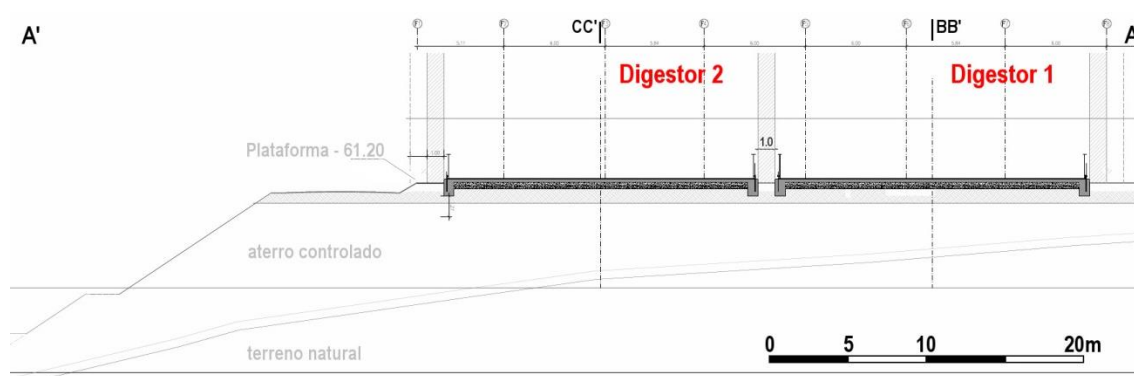


Figura 4.26 Corte AA' na Figura 4.25, direcção SE-NW Zona 2 (adaptado de Edifer, 2011g)

## 4.5.1 Aspectos construtivos e de acompanhamento

### 4.5.1.1 Construção e controlo do aterro de fundação

Analogamente à Zona 1, a construção do aterro de fundação compreendeu a utilização de materiais resultantes das escavações realizadas em áreas do próprio empreendimento, que incluíram margas e argilas margosas.

Durante a execução do aterro, o controlo da compactação foi também efectuado através do método do Gamadensímetro (AASHTO T 238) visando compactação relativa mínima de, pelo



menos, 95% do valor ótimo do ensaio de compactação tipo Proctor (LNEC E 197) e com média nunca inferior a 98%. Neste procedimento foi usada como referência a mesma amostra considerada nos trabalhos de compactação na Zona 1, cuja caracterização está resumida no Quadro 4.2 (*vide* Secção 4.4.1.1). Com efeito, os parâmetros de controlo usados no aterro em discussão correspondem a peso volúmico seco máximo  $2,03\text{g/cm}^3$  e ao teor ótimo em água  $W_{\text{opt}} = 10\%$  (Rosas Construtores S.A., 2009). Também neste caso, segundo os relatórios dos ensaios de controlo, o grau de compactação requerido para o corpo do aterro foi alcançado em todas as verificações, pressupondo um resultado favorável nesta construção.

#### **4.5.1.2 Comportamento da fundação e das estruturas construídas**

O comportamento geotécnico do aterro de fundação foi acompanhado através de inspecções visuais durante a implementação dos digestores e, adicionalmente em etapas subsequentes, por um sistema de instrumentação e observação.

Após a conclusão do aterro controlado, a montagem dos digestores constituiu a primeira acção que impôs cargas mais significativas ao terreno, resultantes do peso próprio dos digestores. A ocorrência de assentamentos foi, portanto, expectável e decorreu em ordens de grandeza aceitáveis.

Seguiu-se a realização dos ensaios de estanqueidade, numa primeira fase foi ensaiado o Digestor 1 e, posteriormente, o Digestor 2. Decorrente deste procedimento foi verificada uma distribuição desigual dos deslocamentos sob os equipamentos. Depois de um período de pluviosidade intensa, a situação no aterro sofreu um agravamento, tendo sido observada fissuração nos terrenos contíguos às referidas estruturas e a ruptura de elementos de betão da base dos digestores, devido a esforços excessivos (Figura 4.27).

A evolução do comportamento do aterro suscitou dúvidas quanto à sua capacidade resistente, principalmente, no que diz respeito ao seu desempenho no longo prazo.

Considerou-se que, dada a configuração do aterro em forma de cunha (com maior espessura no sentido do talude que o limita), as variações de carga associadas aos ciclos de enchimento e esvaziamento, e o funcionamento dos agitadores (equipamento interno) na fase de serviço, pudessem fomentar deslocamentos inadequados no aterro. Essa situação poderia conduzir a efeitos indesejados como o aumento da inclinação dos digestores, a ocorrência de falhas na integridade da estrutura metálica, nomeadamente nos cordões de soldadura horizontais e verticais entre as chapas constituintes dos Digestores ou outros, pondo em causa as condições de estabilidade e segurança requeridas. Por conseguinte, foram preconizadas medidas no sentido do reforço do aterro de fundação.





Fissuração: a) no aterro de fundação junto ao Digestor 1; b) na pestana de betão; c) e d) no aterro de fundação

Figura 4.27 Aspectos das patologias observadas na Zona 2 (Edifer, 2011)

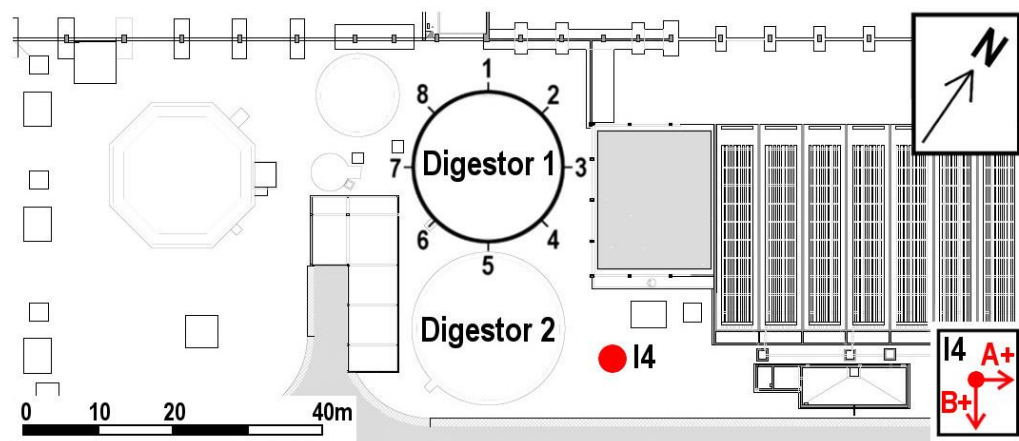
#### 4.5.1.3 Instrumentação e observação

Os trabalhos de instalação dos digestores foram acompanhados por um sistema de instrumentação e observação com o objectivo de monitorizar os deslocamentos no aterro de fundação e nas estruturas, por forma a avaliar a segurança e o cumprimento das normas aplicáveis. Este procedimento teve em conta as natureza e dimensões dos equipamentos e o seu enquadramento na planta da instalação industrial, nomeadamente, apenas a 1m de distância um do outro e na proximidade de outras construções.

O sistema de observação topográfica incluiu a instalação de oito marcas de nivelamento de superfície equidistantes na base de cada digestor e em posições análogas em ambos equipamentos (Figura 4.28)<sup>13</sup>.

Complementarmente foi instalado um tubo inclinométrico (I4) na localização de um furo de sondagem, próximo do Digestor 2.

<sup>13</sup> A Figura 4.28 omite a localização das marcas colocadas no Digestor 2 apenas para facilidade de leitura da imagem.



1 a 8 – marcas de nivelamento de superfície; I4 – tubo inclinométrico

Figura 4.28 Localização dos dispositivos de observação na Zona 2 (adaptado de Edifer 2011a)

Importa referir que a envolvente física dos equipamentos dificultou a escolha da localização de pontos estação que permitissem a obtenção de leituras válidas. Ou seja, a existência de obstáculos (*e.g.* edificações em fase de construção) provocou condicionantes devido às limitações em termos de visibilidade e em termos da distância mínima recomendável entre pontos alvo e pontos estação. Tendo em conta essa situação, a observação topográfica teve início em Janeiro de 2011 com periodicidade semanal. Com o começo dos ensaios de estanqueidade, a realização de leituras passou a coincidir com a alteração de patamares de enchimento de cada digestor.

Os primeiros resultados da observação revelaram a ocorrência de deslocamentos expectáveis, decorrentes do aumento progressivo de carga provocado pelo peso próprio dos equipamentos. Com a realização dos ensaios de estanqueidade, o aterro sob o Digestor 1 apresentou deslocamentos aparentemente uniformes até 8,5m de enchimento e, a partir desse nível até 20,0m, foram notados assentamentos diferenciais traduzidos por um ligeiro basculamento no sentido Noroeste (Figura 4.29).

De notar que, alguns valores medidos no Digestor 1 suscitaram dúvidas quanto à sua total fiabilidade por indicarem comportamentos dos materiais constituintes da base do tanque incompatíveis com a sua natureza. Designadamente, como a base é rígida não é viável a ocorrência de um valor de deslocamento com dada tendência (*e.g.* crescente) entre duas marcas de nivelamento que apresentem tendência inversa. De referir que, também, foram verificados resultados menos fiáveis em algumas leituras no Digestor 2, obtidas em observações posteriores. Considera-se que estas divergências nas leituras poderão ser ter sido motivadas pelas limitações na escolha da localização dos pontos de observação na planta industrial. Assim, alguns valores discordantes foram omitidos nas figuras em referência para uma melhor leitura e interpretação.

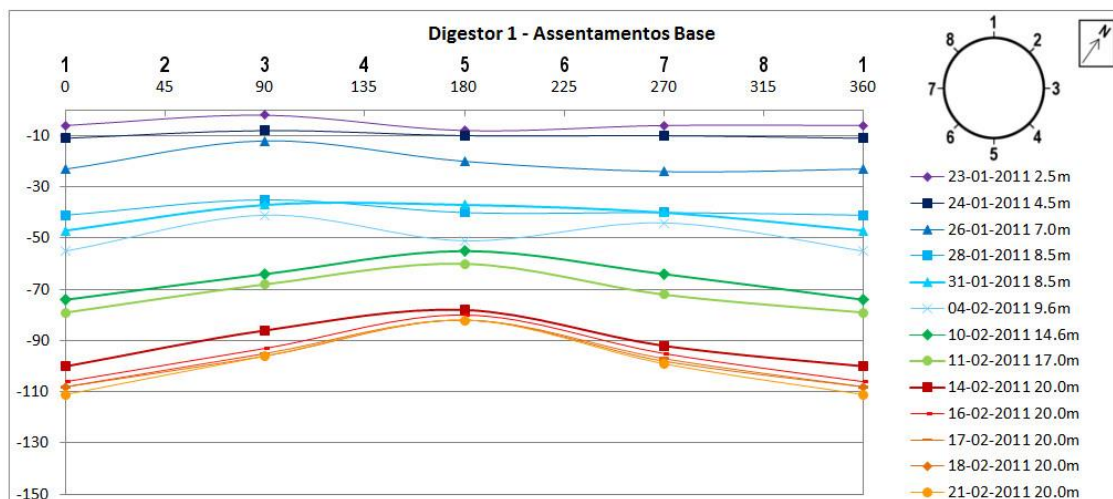


Figura 4.29 Deslocamentos registrados na base do Digestor 1 (Zona 2) durante os ensaios de estanqueidade (adaptado de Edifer, 2011d)

Terminado o ensaio de estanqueidade do Digestor 1, foram iniciados os enchimentos do Digestor 2. As primeiras leituras revelaram que o equipamento sofreu assentamentos de modo aparentemente uniforme. A partir do nível de enchimento de 4m, verificou-se uma perda de verticalidade que, com o aumento dos carregamentos, evoluiu com maior expressão no sentido Sudoeste (Figura 4.30).

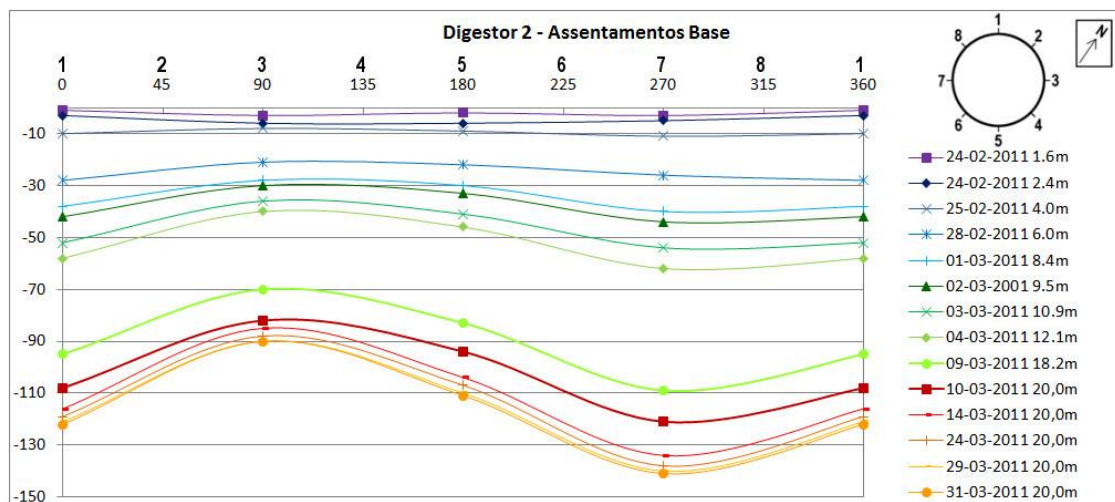


Figura 4.30 Deslocamentos registrados na base do Digestor 2 (Zona 2) durante os ensaios de estanqueidade (adaptado de Edifer, 2011d)

Numa análise comparativa dos dados acima expostos, concluiu-se que o terreno de fundação sob cada digestor apresentou uma tendência de comportamento semelhante em resposta às solicitações impostas pelos enchimentos de teste. Notou-se, no entanto, que os valores dos deslocamentos no Digestor 2 apresentaram uma ordem de grandeza superior, que pode ser explicada pela diferença de espessura do aterro de fundação que é crescente no sentido desse

reservatório. De referir, ainda, que os ensaios realizados coincidiram com um período de chuva intensa que, possivelmente, potenciou o aumento dos deslocamentos do aterro.

Em relação às leituras do inclinómetro, o plano de observação definiu a realização de medições diárias que tiveram início no final de Janeiro de 2011. Os resultados obtidos apresentaram deslocamentos horizontais muito reduzidos, inferiores a 3mm, que não reflectem na mesma grandeza o comportamento exposto pela monitorização topográfica. As variações de valores observadas em profundidade, embora pouco expressivas, podem ser associadas às zonas de transição entre camadas, aproximadamente a 5m e a 8m. Visto que a tendência destes resultados apresentou um crescimento pouco significativo ao longo do tempo, a partir do final de Maio de 2011, as leituras passaram a ser efectuadas quinzenalmente (Figura 4.31).

A grandeza dos valores lidos poderá justificar-se pelo posicionamento do dispositivo, a Nordeste do Digestor 2. Porventura, a instalação de um tubo inclinométrico numa localização a Sudeste segundo o alimento dos Digestores poderia devolver resultados mais significativos e condicentes com o desempenho do terreno de fundação.

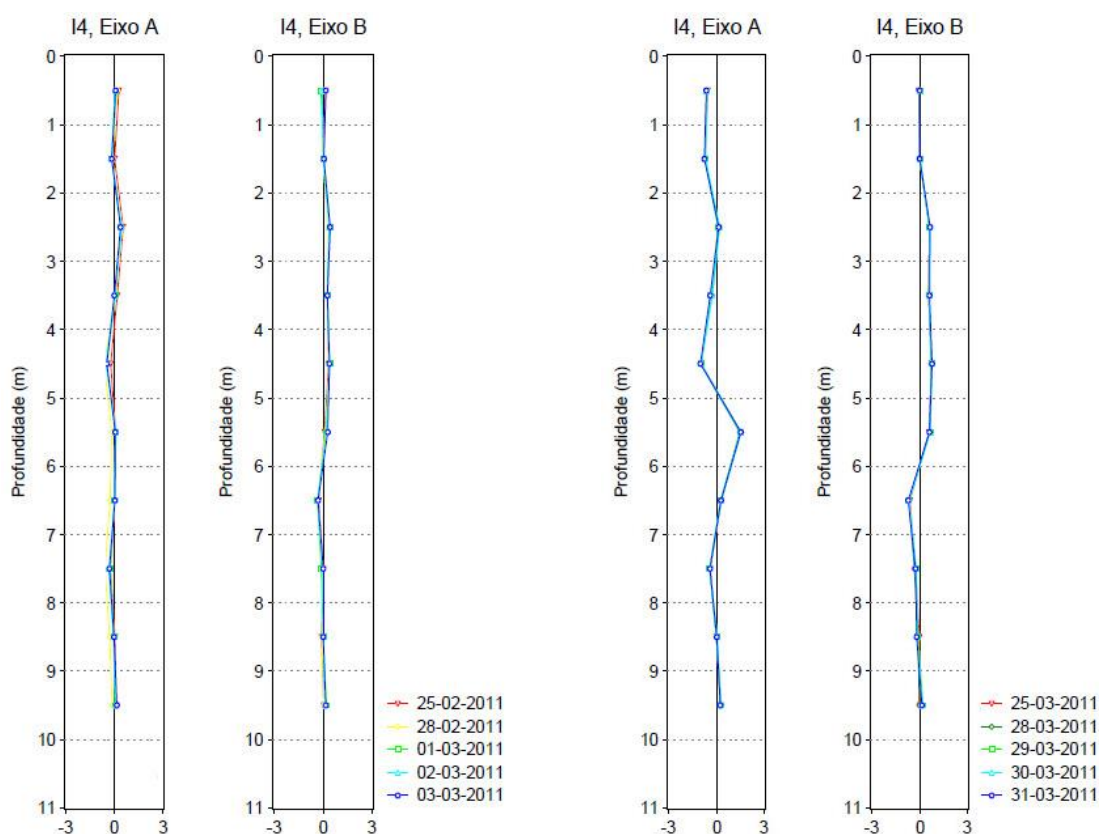


Figura 4.31 Deslocamentos registados pelo inclinómetro I4 no período final dos ensaios de enchimento do Digestor 1 (à esquerda) e Digestor 2 (à direita)

Não obstante, da apreciação global da situação, foi considerado que seria inaceitável desprezar deslocamentos registados pelo inclinómetro, apesar destes não serem muito



significativos e dos valores obtidos das observações topográficas não ultrapassarem os valores estipulados pela Norma API 650 (*Welded Steel Tanks for Oil Storage*) relativamente aos assentamentos diferenciais entre pontos consecutivos dos equipamentos. Esta conclusão assistiu à fundamentação da necessidade de implementação de medidas de reforço nas fundações em análise.

Posteriormente, o sistema de observação topográfica foi redefinido, dada a preconização de intervenções a desenvolver sob as estruturas construídas, que poderiam pôr em causa a sua estabilidade e segurança.

Assim, novo sistema de observação foi composto por oito marcas de nivelamento de superfície (quatro unidades por digestor), a fixar na face superior da viga de fundação periférica existente e seis alvos reflectores (três unidades por digestor), a fixar no guarda-corpos circular existente no topo dos digestores, nos mesmos alinhamentos verticais das marcas (Edifer, 2011e) – Figura 4.32. A adopção destes procedimentos permitiu monitorizar a ocorrência de deslocamentos verticais, através das marcas de nivelamento na base dos digestores, e controlar as deformações plano-altimétricas e rotacionais das estruturas dos digestores, através dos alvos no topo dos equipamentos (Edifer, 2011e).

Para efeitos da análise realizada nesta dissertação foram apenas considerados os dados recolhidos na base dos digestores já que traduzem o comportamento do aterro de fundação sem adicionar potenciais erros devidos às torções da estrutura metálica. Não obstante é de salientar que a dificuldade de posicionamento dos pontos estação, já experienciada nas primeiras observações topográficas, foi agravada com a conclusão da construção dos edifícios e equipamentos da instalação industrial na fase mais avançada do projecto.

No que se refere à monitorização de deslocamentos horizontais, esta foi mantida através das leituras do inclinómetro (Figura 4.32).

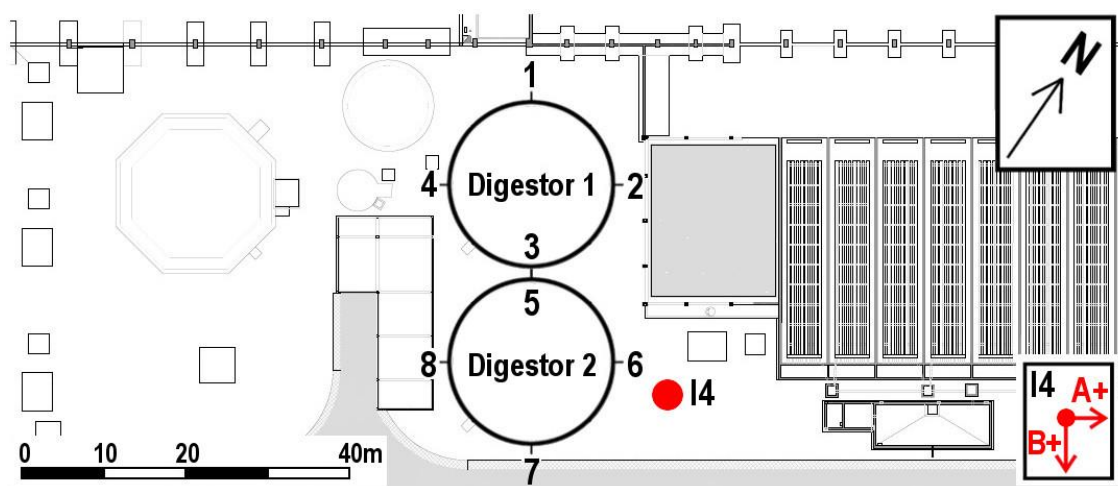


Figura 4.32 Localização dos dispositivos de observação adicionais na Zona 2 (adaptado de Edifer, 2011a)

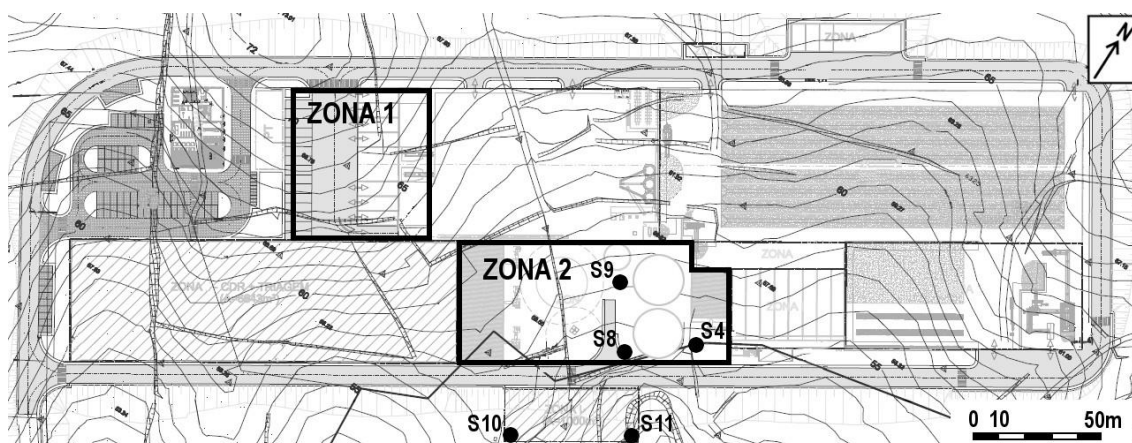
## 4.5.2 Estudo geológico-geotécnico complementar

O reconhecimento mais detalhado das características geotécnicas dos terrenos de implantação do projecto industrial, nomeadamente, dos aterros de fundação foi concretizado através de uma campanha de prospecção geológico-geotécnica complementar referida na Secção 4.4.2 respeitante à Zona 1. Tal como foi descrito, o programa da campanha de prospecção abrangeu a área da “Central” que incluiu a Zona 2 em estudo.

### 4.5.2.1 Sondagens e ensaios SPT

Nesta Zona foram executadas três sondagens de percussão na proximidade dos digestores (Figura 4.33). As sondagens atingiram profundidades de 10,5m (sondagens S4 e S9) e 13,5m (sondagem S8), perfazendo um total de 34,5m de furação.

De modo análogo aos procedimentos realizados na Zona 1, foram executados ensaios de penetração dinâmica normalizados, tipo SPT, com recolha de amostras indeformadas para a realização de ensaios laboratoriais.



S – sondagem à percussão com ensaios SPT

Figura 4.33 Planta de localização dos trabalhos de prospecção geológica-geotécnica na Zona 2  
(adaptado de Edifer, 2011a)

Assim, e de acordo com as normas, foram realizados ensaios SPT nas três sondagens, a cada 1,5m, ao longo do comprimento de furação, com recolha de amostras num total de 22 ensaios para a Zona 2 cujos resultados são resumidos no Quadro 4.13.

Quadro 4.13 Resultados dos ensaios SPT realizados nos furos das sondagens S4, S8 e S9, campanha de prospecção de 2011 (Edifer, 2011a)

PROF. (m)	SONDAGEM S4		SONDAGEM S8		SONDAGEM S9	
	DESCRIÇÃO	N <sub>SPT</sub>	DESCRIÇÃO	N <sub>SPT</sub>	DESCRIÇÃO	N <sub>SPT</sub>
1,5	Argila de cor castanho, levemente acinzentada, com fragmentos de marga e argilito, dispersos, que impediram a cravação do amostrador Proctor-Moran a 2,0 m. Fracções arenosas, dispersas. (Aterro).	5	Argila siltosa, por vezes ligeiramente arenosa, de tons acastanhados e acinzentados. Fragmentos margosos, dispersos, que impediram a cravação do amostrador Proctor-Moran a 2,0 m. (Aterro).	51	Argila siltosa de cor cinzento com laivos acastanhados e amarelados, com pequenos fragmentos de argila margosa, dispersos. (Aterro)	6
3		5		22		9
4,5		35		16	Areia de grão médio, silto-argilosa de tons acastanhados claros e acinzentados.	31
6	Areia de grão médio, siltosa, compacta, de tons acastanhados.	39	Areia de grão médio a fino, siltosa cinzenta escuro.	53 (30cm)		44
7,5		50 (28cm)	Areia de grão médio a fino, siltosa castanha	15	Silte de cor cinzento	60 (25cm)
9	Argila levemente siltosa cinzenta com laivos avermelhados.	60 (25cm)	Areia de grão médio a fino, siltosa de tom alaranjado	24	Areia de grão médio, silto-argilosa de tons acastanhados e acinzentados, com seixos sub-rolados, dispersos.	70 (20cm)
10,5	Silte argiloso cinzenta, com laivos amarelados e avermelhados.	60 (21cm)	Silte argiloso de cor cinzento.	60+0 (15)	Areia de grão médio, silto-argilosa de tons acastanhados e acinzentados, com seixos sub-rolados, dispersos.	60+0 (12)
12			Areia de grão fino, silto-argilosa de cor cinzento e castanho.	60+0 (10)		
13,5				15		

Da análise dos dados dos ensaios SPT verifica-se que, enquanto os dois primeiros valores obtidos nas sondagens S4 e S9 foram muito baixos, os valores seguintes aumentaram significativamente em profundidade, após o aterro, ao atingir as formações *in situ*. Apesar dos resultados na sondagem S8 não serem tão baixos como nas restantes sondagens, estes

variam de modo irregular ao longo do furo. Note-se, ainda, que o primeiro valor registado na referida sondagem foi bastante alto ( $N_{SPT} = 51$ ). Contudo, ao ser justificado pela intersecção de uma camada margosa, não tem significado (Santos *et al.*, 2013b).

Assumindo o pressuposto que os materiais utilizados na construção do aterro apresentam características mecânicas inferiores às camadas *in situ* classificadas como ZG2, nomeadamente, no que diz respeito ao intervalo proposto de valores mais frequentes de  $N_{SPT} - 21 < N_{SPT} < 34$  – (*vide* Quadro 4.1, Secção 4.3), a variação em profundidade dos valores de resistência à penetração dinâmica parece reflectir que a geometria da fundação tenha forma de cunha, no sentido Noroeste-Sudeste. Esta observação está em conformidade com o perfil do aterro construído que acompanha configuração topográfica do terreno natural. Ou seja, segundo o sentido referido, o aterro apresenta uma espessura variável, de 4m até 6m (Santos *et al.*, 2013b), dentro do limite da Zona 2 e prolonga-se até 10,8m na Zona construtiva anexa.

#### 4.5.2.2 Ensaios laboratoriais

Com o objectivo de avaliar as propriedades geotécnicas dos terrenos em estudo foram recolhidas amostras indeformadas, com recurso a amostrador Proctor-Moran, nos furos das sondagens realizadas na Zona 2.

Das amostras obtidas foram ensaiadas laboratorialmente uma proveniente da sondagem S4, três da sondagem S8 e uma da sondagem S9. De acordo com a disponibilidade de material foram realizados os seguintes ensaios: ensaios de identificação, de compressibilidade e mecânicos (ensaio edométrico, de corte directo e triaxiais).

##### ***Ensaio de identificação***

As amostras recolhidas foram ensaiadas em laboratório para realização de análises granulométricas por peneiração húmida (LNEC E 239) e aferição dos limites de consistência – limite de liquidez e limite de plasticidade (NP 143). Apresentam-se no Quadro 4.14 os resultados dos ensaios e na Figura 4.34 as respectivas curvas granulométricas.

Considerando os valores dos limites de consistência, nomeadamente LL e IP, e com base na Carta de Plasticidade de Casagrande verifica-se que as amostras em estudo correspondem a materiais com baixa plasticidade e baixa compressibilidade (Figura 4.35).

Em termos da Classificação USCS (ASTM D2487), com base nos resultados dos ensaios, observou-se que a amostra referente ao furo de sondagem S4 corresponde ao grupo SC – areia argilosa e que no furo da S8 ensaiaram-se solos do grupo CL – argila magra arenosa, pelo menos, até a 4,6m de profundidade passando a solos do grupo SM – areia siltosa, a maior



profundidade. No que diz respeito à amostra recolhida no furo de sondagem S9, esta corresponde também ao grupo SM – areia siltosa.

Na Classificação de solos para fins rodoviários (LNEC E240), as amostras referidas correspondem, às classes A-6 (3), A-6 (5), A-2-4 (0) e A-4 (1), respectivamente. Com excepção dos solos classificados em A-2-4 (0), que são considerados bons a excelentes para a construção de aterros, os restantes consideram-se regulares a maus segundo aquele sistema.

Quadro 4.14 Síntese de resultados dos ensaios de identificação das amostras ensaiadas da Zona 2 (sondagens S4, S8 e S9). Adaptado de Geosolve (2011)

SOND.	PROF. (m)	DESCRIÇÃO	PENEIROS SÉRIE ASTM %PESO, MATERIAL PASSADO					LIMITES DE ATTERBERG			CLASSIFICAÇÃO	
			3"	#4	#10	#40	#200	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	AASHTO
S4	2,5 – 3,2	Argila castanha, acinzentada Fragmentos de marga e argilite, dispersos, (Aterro)	100	90,0	83,0	69,5	44,8	27	13	14	SC areia argilosa	A-6 (3)
S8	2,5 – 3,1	Argila siltosa, ligeiramente arenosa, castanha, acinzentada	100	94,9	86,1	68,0	52,5	29	14	15	CL argila magra arenosa	A-6 (5)
S8	4,0 – 4,6	Fragmentos margosos, dispersos (Aterro).	100	97,9	88,0	72,3	58,0	30	15	15	CL argila magra arenosa	A-6 (5)
S8	8,0 – 8,6	Areia de grão médio a fino, siltosa castanha	100	98,4	84,1	50,1	32,3	NP	NP	NP	SM areia siltosa	A-2-4 (0)
S9	2,0 – 2,6	Argila siltosa de cor cinzenta Fragmentos de argila margosa, dispersos. (Aterro)	100	91,8	85,6	69,2	40,7	NP	NP	NP	SM areia siltosa	A-4 (1)

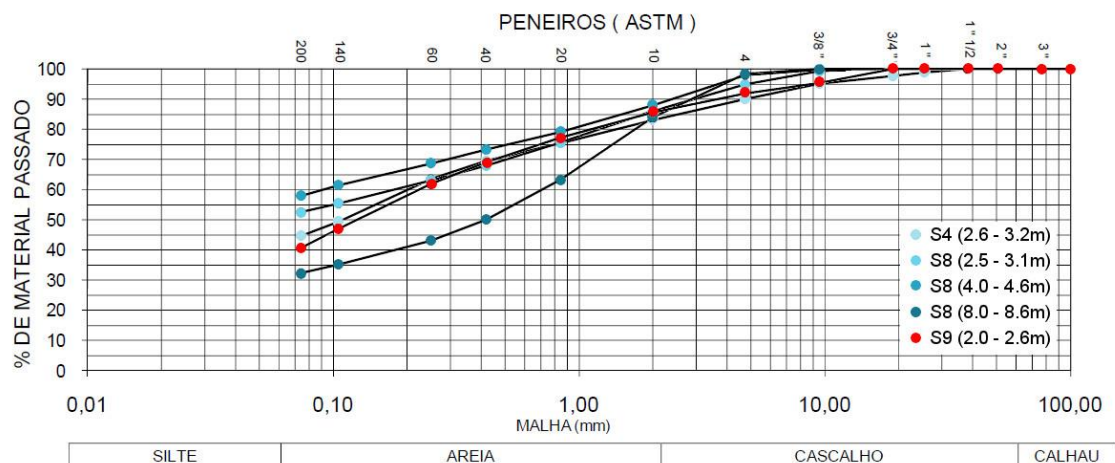


Figura 4.34 Curvas granulométricas das amostras ensaiadas na Zona 2 (adaptado de Geosolve, 2011)

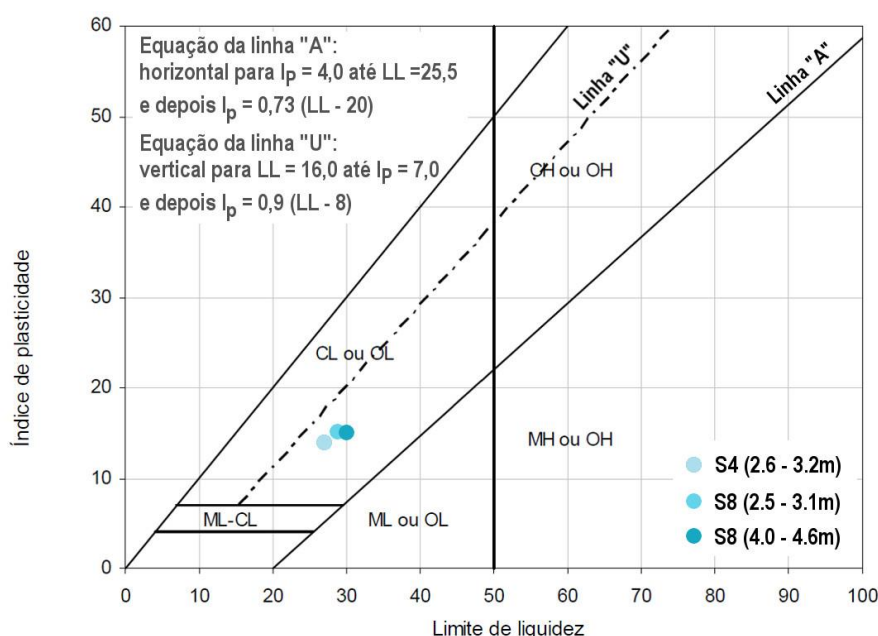


Figura 4.35 Localização das amostras da Zona 2 na Carta de Plasticidade de Casagrande

Através da informação das tabelas propostas pelo *United States Department of Agriculture* (USDA, 1990) obtiveram-se as tendências de comportamento relativas aos materiais recolhidos e já classificados de acordo com o sistema USCS (Quadro 4.15).

Ainda a partir dos resultados das análises granulométricas e dos limites de consistência, considerando as informações presentes no Quadro 4.6 (*vide* Secção 4.4.2.2), avaliou-se o potencial expansivo das amostras S4, S8 (2,5 – 3,1m) e S8 (4,0 – 4,6m) como baixo a médio. Este resultado está em acordo com os comportamentos sintetizados no Quadro 4.15.

Quadro 4.15 Tendências de comportamentos dos materiais da Zona 2 classificados pelo Sistema Unificado (adaptado de Lambe & Whitman, 1979 *in* Fernandes, 2006; USDA, 2012)

CLASS. UNIFICADA DE SOLOS (ASTM D 2487 – 93)	SC areia argilosa	CL argila magra arenosa	SM areia siltosa
RESISTÊNCIA AO CORTE QUANDO COMPACTADO E SATURADO	Boa a razoável	Razoável	Boa a razoável
COMPRESSIBILIDADE QUANDO COMPACTADO E SATURADO	Baixa	Média	Baixa
TRABALHABILIDADE COMO MATERIAL CONSTRUÇÃO	Boa	Boa a razoável	Razoável
PERMEABILIDADE QUANDO COMPACTADO E SATURADO	Impermeável ( $K=10^{-6}$ a $10^{-8}$ cm/s)	Impermeável ( $K=10^{-6}$ a $10^{-8}$ cm/s)	Semi-impermeável a impermeável ( $K=10^{-3}$ a $10^{-6}$ cm/s)
RESISTÊNCIA AO <i>PIPPING</i> EM ATERROS	Boa	Boa a razoável	Baixa a muito baixa
CAPACIDADE DEFORMAÇÃO PLÁSTICA SOB CARGA SEM CORTE	Razoável	Boa a baixa	Baixa
EXPANSIBILIDADE	Baixa	Média a baixa	Baixa

### ***Ensaio edométrico***

Das amostras recolhidas na Zona 2 foram efectuados ensaios edométrico (ASTM D 2435) nos materiais obtidos nas sondagens S4 e S8. De acordo com os relatórios de ensaio foi o seguinte plano de carregamentos: 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa, 100kPa, 50kPa, 200kPa, 400kPa, 800kPa, 200kPa, 50kPa, 25kPa. Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 4.16.

Quadro 4.16 Síntese dos resultados dos ensaios laboratoriais das amostras recolhidas da Zona 2 – sondagens S4, S8 e S9 (adaptado de Geosolve, 2011)

SONDAGEM	PROFUNDIDADE (m)	Ce	Cc
S4	2,5 – 3,2	1,49E-2	1,36E-1
S8	8,0 – 8,6	–	1,42E-1

### ***Ensaio de resistência ao corte***

No caso da Zona 2, foi possível submeter todas as amostras recolhidas a ensaios de corte directo consolidado, em condições não drenadas. Para a execução de ensaios triaxiais,

consolidados, não drenados com medição de pressões neutras, foram escolhidas amostras provenientes dos furos das sondagens S8 e S9, de acordo com a quantidade de material disponível. Os resultados dos ensaios no que diz respeito à resistência ao corte são resumidos no Quadro 4.17.

Quadro 4.17 Síntese dos resultados dos ensaios de corte directo e triaxiais consolidados não drenados das amostras recolhidas na Zona 2 (adaptado de Geosolve, 2011)

SONDAGEM	PROFUNDIDADE (m)	CORTE DIRECTO (CU)		TRIAXIAL* (CU)	
		$\varphi$ (°)	c (kPa)	$\varphi'$ (°)	c' (kPa)
S8	8,0 – 8,6	36,5	30,4	38,49	4,8
S9	2,0 – 2,6	32,3	32,36	24,5	45,11

\*Avaliação dos parâmetros de resistência ao corte ( $\varphi'$  e  $c'$ ) utilizando o modelo de Mohr-Coulomb, admitindo como critério de rotura o valor máximo pela relação de tensões  $\sigma'_1/\sigma'_3$ .

#### 4.5.2.3 Discussão das causas do incidente

À semelhança do estudo realizado na Zona 1, os dados obtidos pelos ensaios laboratoriais foram relacionados com a informação recolhida em fases anteriores e com os resultados da monitorização de modo a identificar as razões do comportamento geotécnico do aterro de fundação, assim como, fundamentar as opções técnicas para o reforço de terrenos preconizado.

De uma primeira análise focada nas características geológicas e geotécnicas, dos resultados obtidos nos ensaios de identificação e classificação destaca-se a existência de algumas diferenças na natureza dos materiais presentes nos vários pontos de amostragem no aterro. Como referido, foram identificados solos pertencentes à classe SC – areia argilosa, CL – argila magra arenosa e SM – areia siltosa da Classificação USCS e às classes A-6 (3), A-6 (5), A-2-4 (0) e A-4 (1) da Classificação de solos para fins rodoviários, respectivamente.

Comparando estes resultados com a informação análoga relativa à amostra de referência considerada, verifica-se a existência de uma significativa discordância, visto que a última corresponde à classe GM cascalho siltoso e a A-1-b (0), nos mesmos sistemas de classificação.

A Figura 4.36 sintetiza os resultados supramencionados onde se pode observar facilmente a divergência nas granulometrias.

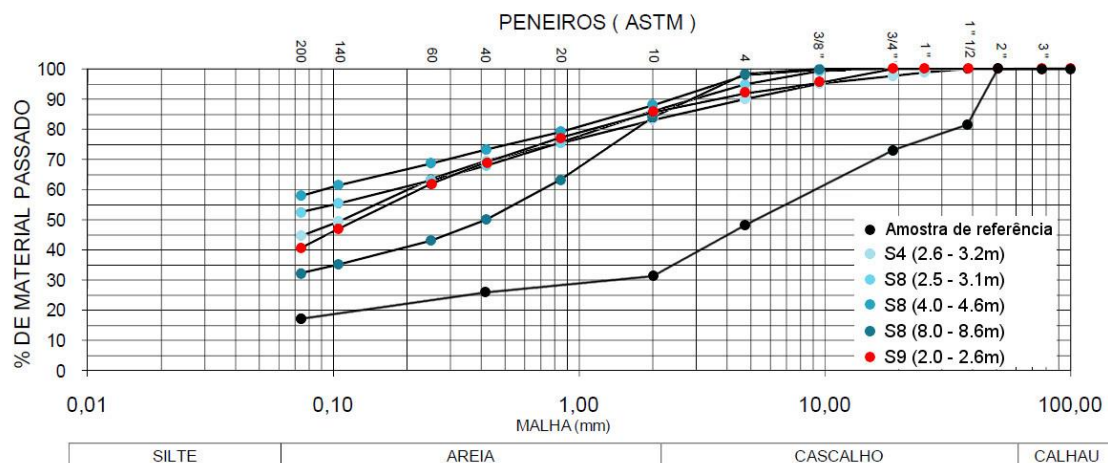


Figura 4.36 Comparação das curvas granulométricas das amostras relativas à Zona 2  
(adaptado de Rosas Construtores (2009) e Geosolve (2011))

A integração e análise das informações recolhidas sugerem, para este caso, conclusões semelhantes às referidas para a Zona 1. Designadamente, debilidades na caracterização física dos materiais de empréstimo, devidas a amostragem e a realização de ensaios insuficientes, adicionadas ao facto de não se considerar que se tratava de materiais evolutivos, poderão explicar o uso de solos com uma componente argilosa inadequada na construção do aterro. Poderão, também, justificar a escolha de uma amostra de referência incorrecta que interferiu de forma negativa no controlo de compactação do terrapleno. Efectivamente, os resultados dos ensaios do Gamadensímetro atrás referidos e a qualidade dos trabalhos de compactação supostamente atingida não eram compatíveis com desempenho geotécnico observado.

#### 4.5.3 Discussão das medidas mitigadoras propostas

A avaliação dos resultados da observação do aterro de fundação e das estruturas revelou a ocorrência de deslocamentos diferenciais na Zona em estudo. Essa situação a par das características geotécnicas da plataforma de fundação, da envolvente física e da própria natureza dos digestores alertaram para a possibilidade de um agravamento inaceitável da situação no longo prazo. Considerou-se que as variações de carga e a produção de vibrações decorrentes do funcionamento dos equipamentos, na fase de serviço, poderiam afectar negativamente as condições do aterro de fundação e causar mais assentamentos que conduzissem a um aumento da inclinação dos equipamentos e, eventualmente, a danos no anel de betão das fundações, na estrutura metálica, entre outras patologias.

Estas constatações foram tidas como não compatíveis com a segurança dos digestores e estruturas anexas. Portanto, esta análise corroborou a necessidade reforçar as fundações dos Digestores 1 e 2, fomentando a transmissão das cargas provenientes dos digestores para as formações competentes e aumentando a sua capacidade resistente e a estabilidade

(Santos *et al.*, 2013a). De notar que, não se julgou importante corrigir a perda da verticalidade original dos equipamentos pois a monitorização realizada mostrou que os desvios existentes não excediam os limites estabelecidos pelas normas a ter em consideração.

Assim, a decisão acerca da solução técnica a adoptar considerou as características geotécnicas dos terrenos, a sua natureza, os prazos a cumprir, a configuração das estruturas construídas, entre outras. Foram ponderadas as hipóteses de reforço por microestacas ou por *jet grouting*, considerando as vantagens e desvantagens de cada uma (abordadas na Secção 4.4.3 no âmbito do estudo da Zona 1).

Neste caso, a geometria dos digestores e a configuração particular da estrutura das suas fundações, composta por um anel de betão armado rígido que sustem as paredes e estrutura metálica, e uma base circular flexível que suporta o material fluido no interior do digestor, impediria uma solução mais tradicional de reforço por elementos verticais de qualquer uma das técnicas referidas. O método de *jet grouting* foi preferido visto que, pela sua particular versatilidade, permitiria superar as limitações descritas através da possibilidade de execução de elementos sub-horizontais sob os digestores e, assim, conseguir o reforço pretendido sem interferir com a estrutura.

Considerou-se que a experiência anterior de utilização de *jet grouting*, na Zona 1, reforçou a convicção de obtenção de resultados satisfatórios através desta técnica.

#### 4.5.4 Solução adoptada – elementos de *jet grout* sub-horizontais

A solução de reforço projectada para este caso correspondeu à execução de elementos de *jet grout* sub-horizontais a baixa profundidade sob os digestores (Figura 4.37 a Figura 4.39). Designadamente, o projecto incluiu a realização de 50 elementos de *jet grout* de 600mm de diâmetro, com inclinação de 3%, distribuídos em três fiadas, distanciadas verticalmente em 1m.

Segundo o esquema construtivo, a fiada de topo é constituída por 31 elementos adjacentes de 40m de comprimento formando uma laje sob os dois digestores. As fiadas do meio e inferior são compostas por 10 e 9 elementos, respectivamente, dispostos de modo desfasado e com distanciamento horizontal de 2m (Figura 4.39). Foi estabelecido que tanto os elementos da fiada de topo como os da fiada intermédia teriam 40m de comprimento, enquanto os elementos inferiores seriam mais curtos, com cerca de 20m, apenas subjacentes ao Digestor 2 (Santos *et al.*, 2013a). Esta distinção relaciona-se com a configuração do aterro de fundação, que apresenta menor espessura sob o Digestor 1, e com a resposta menos expressiva do terreno sob esse equipamento no que diz respeito aos deslocamentos verticais medidos. Previu-se, por isso, um reforço relativamente mais ligeiro, com duas fiadas de elementos de *jet grout*, nessa área.

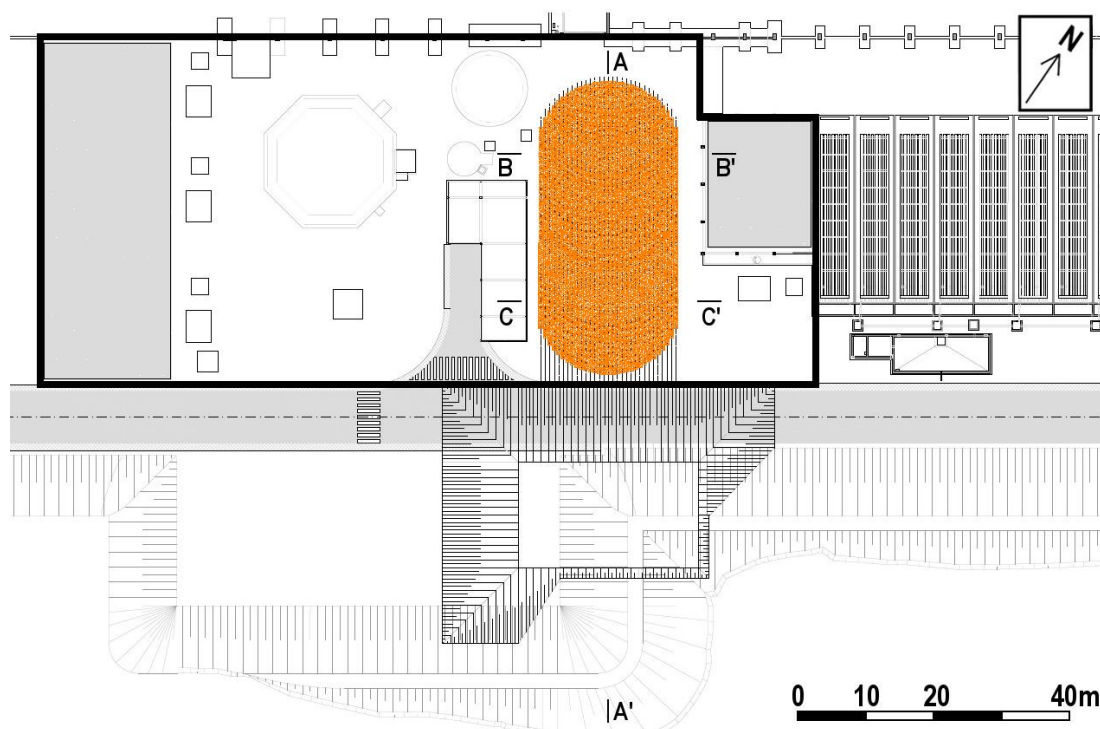


Figura 4.37 Planta com a localização dos elementos de *jet grout* sub-horizontais (Edifer, 2011g)

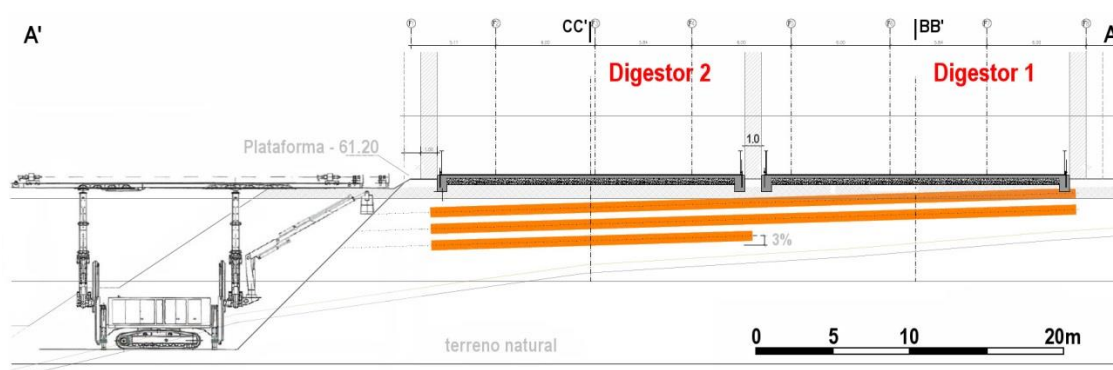


Figura 4.38 Corte AA' na Figura 4.37, direcção SE-NW aproximadamente, com localização dos elementos de *jet grout* projectados (Edifer, 2011g)

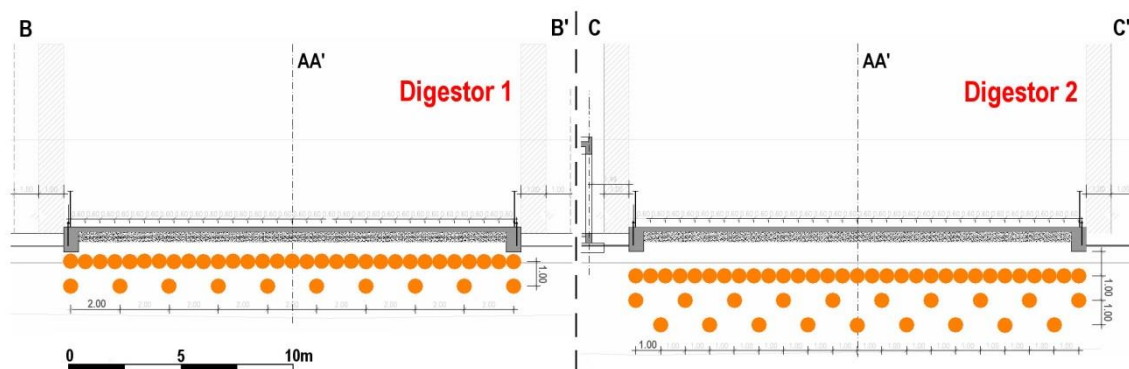


Figura 4.39 Corte BB' e corte CC' (frente de ataque) na Figura 4.37, direcção SW-NE aproximadamente, com localização dos elementos de *jet grout* projectados (Edifer, 2011g)

#### 4.5.4.1 Trabalhos construtivos preliminares

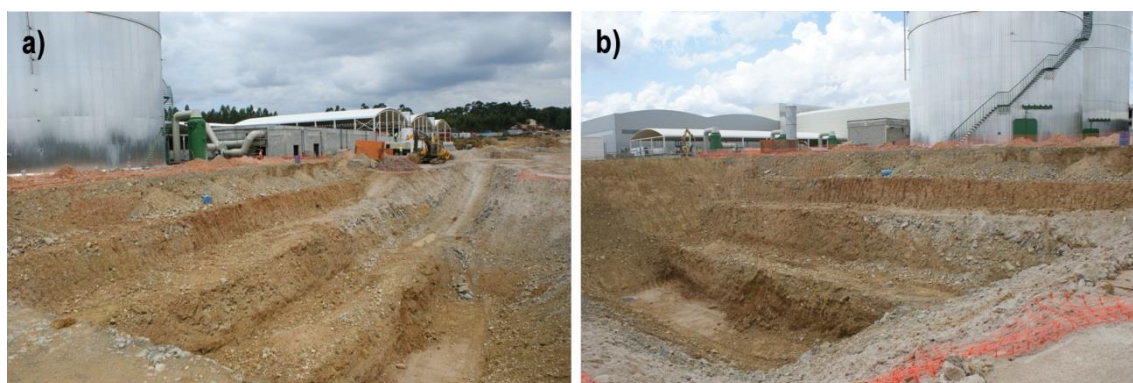
Por forma a materializar os elementos de reforço de baixo ângulo preconizados foi prevista a escavação de uma trincheira de ataque para o necessário posicionamento do equipamento. A escolha do local da trincheira, que condicionou o projecto final dos corpos de *jet grout* em termos de localização, quantidades e comprimentos, foi limitada pelo enquadramento em planta dos digestores.

Recorde-se a sua localização entre diferentes edificações com apenas um lado livre, a Sudeste, que dá acesso a uma estrada de serviço que acompanha toda a Zona 2. Esta, por sua vez, é seguida de um talude artificial descendente interrompido, em parte, por um prolongamento do aterro que constitui uma Zona construtiva distinta (*vide* Figura 4.25).

Atendendo à situação descrita, foi rejeitada a opção de escavação de uma trincheira por digestor. Esta seria, porventura, uma abordagem mais conservativa e menos exigente em termos executivos por prever elementos de solo-cimento com menores comprimentos unitários, ou seja, com cerca de 20m correspondentes ao diâmetro dos equipamentos. No entanto, exigiria a demolição provisória e posterior reconstrução de edificações existentes, acrescentando transtornos e sobrecustos excessivos à empreitada.

Assim, foi prevista a concretização dos trabalhos de *jet grouting* no sentido Sudeste-Noroeste (segundo o alinhamento AA'), a partir de uma única trincheira de ataque localizada na referida lateral livre (Figura 4.40).

Nesta solução (*vide* Figura 4.38), os elementos de *jet grout* das fiadas intermédia e de topo prolongam-se sob ambos os digestores, atingindo cerca de 40m de comprimento. Esta particularidade tem associadas algumas dificuldades construtivas nomeadamente na garantia do ângulo de inclinação, contudo a solução foi considerada viável.



a) Vista aproximada SW-NE; b) Vista aproximada NE-SW.

Figura 4.40 Aspecto geral da trincheira de ataque na Zona 2  
(Santos *et al.*, 2013a)



A opção seleccionada apresentou-se, também, mais favorável em termos do balanço de custos pois, por um lado, exigiu somente uma frente de trabalho e só um equipamento de *jet grouting*; e por outro lado, requereu um menor número de elementos de *jet grout* (*i.e.* metade do número total se efectuado o reforço com duas frentes de ataque) e um valor menor de comprimento total de *jet grouting* (*i.e.* cerca de menos 10% quando comparado à solução por duas frentes de ataque) a que se associa um maior rendimento, por reduzir os tempos e custos da deslocação e reposicionamento dos equipamentos (como referido na Secção 3.7.3). Esta solução permitiu, igualmente, a execução de trabalhos preliminares mais ligeiros, visto que a localização definida para a trincheira de ataque pressupôs apenas destruir de modo parcial o aterro controlado existente a Sudeste dos digestores. Deste modo, foi possível causar menores perturbações ao normal andamento das empreitadas e beneficiar de uma maior economia nos trabalhos de reconstrução necessários, quando comparada com os valores associados à demolição e reconstrução de edificações de maior relevância que, deste modo, foi possível preservar.

A escolha da localização final da trincheira em termos da proximidade ao Digestor 2 e o desenho dos taludes decorrentes da sua construção atenderam necessariamente a questões de segurança. Uma escavação desta natureza pode induzir perturbações no terreno que conduzam à ocorrência de deformações na frente de escavação e a deslocamentos inadequados dos equipamentos vizinhos. Foi, portanto, determinado que o limite da trincheira ao nível da superfície do aterro estaria localizado a 1,5m do Digestor e foram definidos taludes com a relação aproximada de  $1(V)/1(H)$ , numa solução de compromisso entre (i) factores relacionados com a estabilidade requerida, (ii) a distância da face de ataque ao início dos elementos de *jet grout*, (iii) o espaço disponível dado o enquadramento dos digestores na planta industrial e (iv) os custos associados a estes trabalhos construtivos complementares.

Assim, as dimensões da trincheira ao nível da superfície resultaram em aproximadamente 35m de comprimento no lado da face de ataque e a cerca de 25m nas faces laterais, conforme ilustrado na Figura 4.40. Em termos de profundidade, a escavação desenvolveu-se até 10m e compreendeu uma área de base de cerca de 25x15m. Estas dimensões corresponderam à área mínima requerida para a movimentação e operação do equipamento de *jet grouting* e às proporções da face de trabalho necessárias para a construção da laje com o comprimento transversal projectado.

Ainda no âmbito da segurança, foi prevista a estabilização provisória dos taludes da trincheira com recurso a betão projectado, armado com fibras metálicas (Santos *et al.*, 2013a), no final da escavação. O controlo dos efeitos destes trabalhos nas áreas e estruturas circundantes foi realizado através da análise dos resultados das leituras do sistema de observação topográfica e do inclinómetro que confirmaram a qualidade da intervenção.

#### 4.5.4.2 Elementos de *jet grout* de teste

Como fundamentado na Secção 3.8, a prática corrente no que diz respeito à validação dos parâmetros considerados no pré-dimensionamento do projecto de *jet grouting* envolve a realização de testes prévios no terreno.

De acordo com este princípio, após a escavação da trincheira de ataque e exposta a futura frente de trabalho, foram executados três elementos de *jet grouting* de 1,5m, sub-horizontais, isolados, na proximidade do local de implantação dos elementos de *jet grout* definitivos com o objectivo de reproduzir as condições previstas no projecto. Foi utilizado o sistema de *jet* simples, calda de cimento composta por água e cimento Portland de calcário tipo CEM II / B-L 42,5 R na proporção 1/1 e em cada elemento de teste foram ensaiados diferentes parâmetros (Quadro 4.18).

Quadro 4.18 Parâmetros de execução adoptados nos elementos de teste na Zona 2 (Edifer, 2011h)

	A	B	C
SISTEMA DE <i>JET</i>	Simples	Simples	Simples
PRESSÃO DE INJEÇÃO (MPa)	25	30	35
DIÂMETRO DO INJECTOR (mm)	3,5	3,5	3,5
RELAÇÃO ÁGUA / CIMENTO	1/1	1/1	1/1
DENSIDADE DA CALDA	1,52	1,52	1,52
VELOCIDADE DE ROTAÇÃO (rpm)	15	15	15
TEMPO (s)	6	5,5	5
PASSO (cm)	4	4	4
CALDA DE CIMENTO (Kg/m)	500	500	500
CALDA DE CIMENTO (Kg/m <sup>3</sup> )	1769	1769	1769
COMPRIMENTO DE FURAÇÃO (m)	2	2	2
COMPRIMENTO DE INJEÇÃO (m)	1,5	1,5	1,5

Posteriormente foi efectuada uma escavação até pôr a descoberto o topo dos elementos de teste para aferir as geometrias e os diâmetros obtidos (Figura 4.41). Em seguida, através de sondagens à rotação ao longo dos corpos de solo-cimento, foram recolhidos testemunhos para a preparação de provetes que foram ensaiados à compressão uniaxial, com o objectivo de caracterizar o material melhorado (Figura 4.42 e Figura 4.43).



Figura 4.41 Campo de testes na Zona 2: A (500x600mm), B (850x900mm) e C (700x700mm)  
(Santos *et al.*, 2013a)

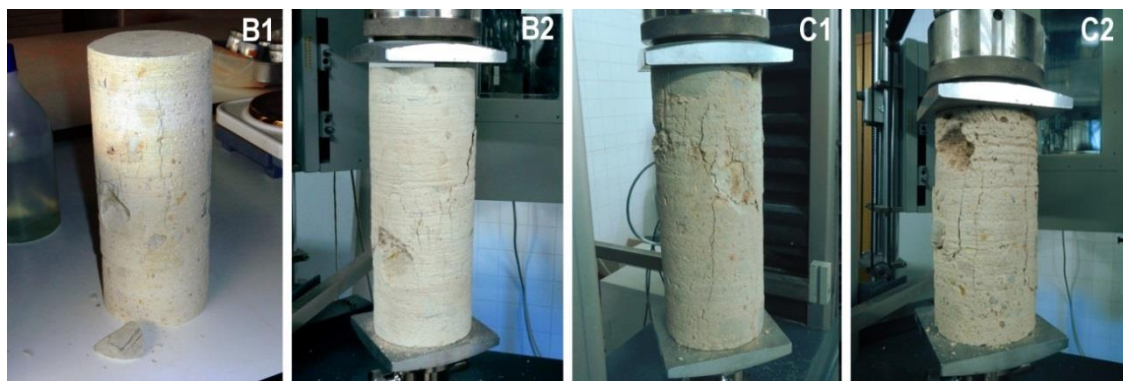


Figura 4.42 Ensaio de resistência à compressão uniaxial em provetes de amostras  
dos elementos de *jet grout* de teste na Zona 2

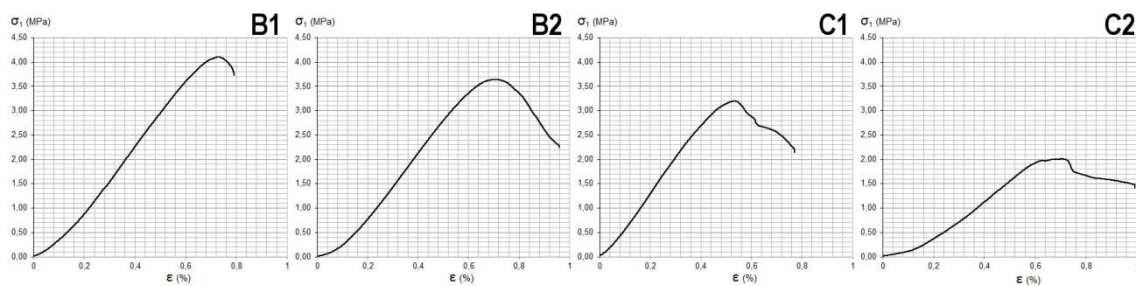


Figura 4.43 Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial em provetes de amostras  
dos elementos de *jet grout* de teste na Zona 2

Através dos resultados dos ensaios realizados foi possível estimar algumas das características geotécnicas dos provetes obtidos (Quadro 4.19).

Da análise dos resultados, verifica-se que as características aferidas enquadram-se nos requisitos indicados no projecto de melhoramento, com excepção dos valores relativos ao provete C2.

A disparidade nos resultados poderá ser consequência deste provete ter uma razão  $h/d^{14}$  inferior aos demais, ou seja,  $h/d=2,05$  enquanto os restantes apresentavam relações de valores aproximados, cuja média era igual a 2,60. Além do mais, o referido provete mostrava maiores irregularidades na superfície exterior, bem como algumas lacunas de material com aproximadamente 1cm de profundidade.

Relacionando as informações recolhidas, foram seleccionados os parâmetros executivos utilizados na construção ao corpo de teste B para o dimensionamento do projecto final, aos quais foram feitos ajustes necessários. Apesar de o elemento de teste C resultar num diâmetro mais próximo do valor pretendido, este não foi escolhido por usar uma pressão de injeção superior que poderia conduzir a problemas de empolamentos no terreno (Edifer, 2011h). Este tipo de deslocamentos é associado com frequência à construção de elementos de *jet grout* horizontais ou pouco inclinados e a baixa profundidade (Coulter, 2004 *in* Santos *et al.*, 2013b) como se verifica neste caso em particular.

Quadro 4.19 Resultados dos ensaios de compressão uniaxial (RCU) em provetes amostras dos elementos de *jet grout* de teste na Zona 2 (provetes ensaiados a > 28 dias)

PROVETE	TENSÃO DE ROTURA (MPa)	DEFORMAÇÃO NA ROTURA (%)	MÓD. DEFORMABILIDADE (MPa)
B1	4,11	0,8	660
B2	3,64	0,7	640
C1	3,20	0,5	660
C2	2,01	0,7	370

#### 4.5.4.3 Elementos de *jet grout* sub-horizontais definitivos

Por forma a concretizar o melhoramento do aterro de fundação foi planeada a execução de um conjunto de elementos de *jet grout* sub-horizontais, de 600mm de diâmetro, formando uma laje sob os digestores. Para tal, foi decidida a utilização dos parâmetros executivos apurados pela realização de elementos de *jet grout* de teste (Quadro 4.20).

O reforço dos terrenos desenvolveu-se de acordo com os procedimentos executivos correntes usados na técnica de *jet grouting*, divididos nas etapas de furação, injeção e selagem, descritos na Secção 3.3.

A construção dos corpos de solo-cimento sub-horizontais foi realizada a partir da frente de

<sup>14</sup> De acordo com a Norma ASTM D 4543 recomenda-se que o valor mínimo para a relação  $h/d$  corresponda a 2,0.

trabalho preparada para o efeito, com o devido posicionamento e orientação do equipamento, e auxiliada por uma grua que permitiu o acesso do operador à face de ataque (Figura 4.44).

Quadro 4.20 Parâmetros de execução adoptados nos trabalhos na Zona 2

SISTEMA DE <i>JET</i>	Simples
PRESSÃO DE INJEÇÃO (MPa)	30
DIÂMETRO DO INJECTOR (mm)	3,5
RELAÇÃO ÁGUA / CIMENTO	1/1
DENSIDADE DA CALDA	1,52
VELOCIDADE DE ROTAÇÃO (rpm)	15
TEMPO (s)	6
PASSO (cm)	4
CALDA DE CIMENTO (Kg/m)	333
CALDA DE CIMENTO (Kg/m <sup>3</sup> )	884
COMPRIMENTO DE FURAÇÃO (m)	20,10 a 46,50
COMPRIMENTO DE INJEÇÃO (m)	19,40 a 39



a) Aspecto geral do equipamento e grua de apoio; b) Fase de furação;  
c) Operação de acréscimo de varas na fase de injeção; d) Fase de injeção.

Figura 4.44 Sequência executiva de elementos de *jet grout* sub-horizontais



Importa referir que durante as diferentes fases do processo, foram mantidos os procedimentos recomendados no âmbito da garantia da qualidade como o controlo e registo automático e contínuo dos parâmetros executivos, a lavagem das hastes, o controlo do refluxo, entre outros já enunciados.

Visto tratar-se de um projecto de reforço de terrenos desenvolvido sob equipamentos de dimensões significativas e que apresentavam desvios à sua verticalidade inicial, importou assegurar que os efeitos da pressão elevada da calda de cimento na fase de injeção e a redução temporária de capacidade resistente associada ao tempo de cura da calda, entre outros, não afectassem a segurança e a estabilidade do local.

Para o efeito, foi estabelecido que os trabalhos de furação e injeção fossem desenvolvidos sequencialmente, fiada a fiada, permitindo reforçar o aterro de forma gradual. As operações de *jet grouting* tiveram início no alinhamento inferior, com a execução dos elementos mais curtos (de cerca de 20m de comprimento de injeção). Este procedimento possibilitou que as fundações do Digestor 2 comesçassem a ser reforçadas em primeiro lugar, já que este situava-se mais perto do talude formado pela trincheira de ataque e, por isso, encontrava-se potencialmente mais instável. Foi também pretendido minimizar os problemas de empolamento que são mais prováveis de ocorrer em localizações mais próximas da superfície, como já exposto (Santos *et al.*, 2013a).

Para cada fiada foi definido um esquema de implementação alternado visando a distribuição equilibrada da pressão de injeção no terreno e do ganho de resistência da mistura solo-cimento com o consequente aumento progressivo de resistência do terreno de fundação sob ambos os digestores. A Figura 4.45 ilustra a frente de ataque e a sequência dos trabalhos, em que os pontos a verde indicam a localização de elementos de *jet* executados e os pontos a cor de laranja mostram a localização de elementos a realizar (Santos *et al.*, 2013a).



a) Trincheira de ataque; b) Esquema de implantação dos elementos de *jet grouting* executados (pontos verdes) e dos elementos a realizar (pontos cor de laranja).

Figura 4.45 Aspecto da frente de trabalho durante o processo de *jet grouting*  
(Santos *et al.*, 2013a)

#### 4.5.4.4 Controlo de qualidade

##### a) Controlo da execução

A empreitada acima descrita foi acompanhada, em contínuo, por um programa de garantia e controlo de qualidade com o objectivo de assegurar a conformidade dos resultados finais pretendidos. Foram, por isso, seguidos procedimentos análogos aos descritos na Secção 4.4.4.3 referentes aos trabalhos desenvolvidos na Zona 1.

De salientar, neste contexto, a importância do controlo da localização e a inclinação dos reforços. Por um lado, numa configuração sub-horizontal, a garantia da orientação pretendida é, em geral, mais difícil de assegurar durante a construção; por outro, a ocorrência de desvios pode conduzir a interferências nas fundações a reforçar ou a levantamentos nefastos do terreno pela localização dos elementos de *jet grout* a uma distância pequena da superfície. Consequentemente, a observação do comportamento do terreno aquando das operações de reforço é muito importante.

##### b) Observação (instrumentação e inspecções visuais)

Nesse período, foram efectuadas leituras diárias pelo sistema de observação topográfica, bem como, inspecções visuais. Apresentam-se, como exemplo, duas situações em que as respostas do aterro de fundação conduziram a ajustes no planeamento original da obra.

A primeira verificou-se durante a instalação dos corpos de *jet grout* do alinhamento inferior, em que registo de um aumento súbito nos valores dos deslocamentos (por empolamento) alertou para a necessidade de uma paragem temporária e um abrandamento no nível da produção (Figura 4.46).

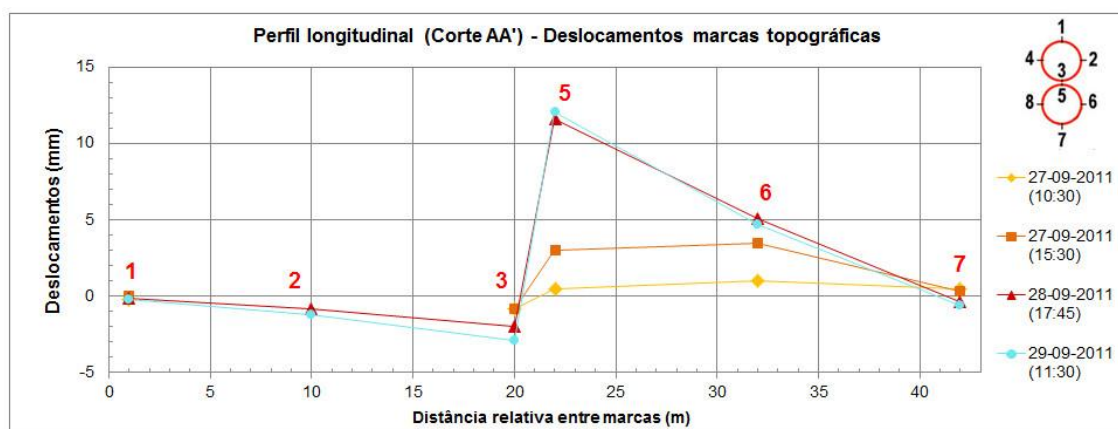


Figura 4.46 Deslocamentos registados nas marcas topográficas no Corte AA' (Zona 2)

Em consequência, foi decidido diminuir a pressão de injeção da calda para 250MPa na construção dos elementos seguintes, mantendo os restantes parâmetros de execução constantes. Além do mais, foi determinado que o mesmo parâmetro fosse reduzido para 200MPa durante a produção da fiada superior.

Outra situação corresponde à detecção de calda de cimento à superfície, junto ao Digestor 1, a mais de 40m na horizontal a partir da frente de ataque. Este episódio sucedeu durante a fase de injeção da fiada superior, ou seja, sob fraco recobrimento, no extremo final do comprimento de furação. Essa pode ser a justificação para esta ocorrência, apesar dos trabalhos decorrerem de forma rigorosa e do referido aligeiramento do valor da pressão de injeção da calda. Neste caso, houve novamente uma paragem na construção para a limpeza da calda emergente (Figura 4.47).

Em ambas as situações, a interrupção breve dos trabalhos foi suficiente para o prosseguimento do projecto, sem haver necessidade de efectuar ajustes nos parâmetros executivos adoptados. De notar que, apesar de a produtividade poder ter diminuído com esta decisão, a intervenção atempada permitiu que os níveis de segurança e de qualidade fossem garantidos (Santos *et al.*, 2013a).

Com este caso, destaca-se de novo a importância da monitorização cuidada do comportamento do terreno sujeito a este tipo de melhoramentos geotécnicos.

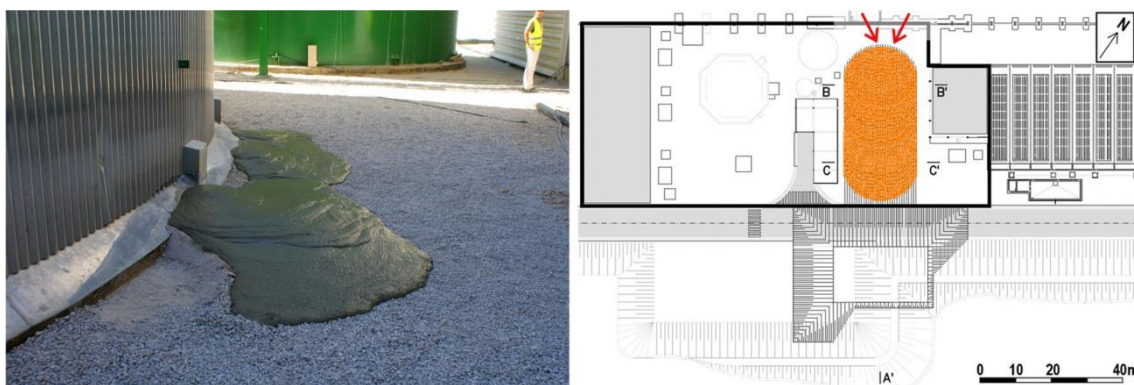


Figura 4.47 Detecção de calda de cimento à superfície e localização da ocorrência em planta (Edifer, 2011g)



#### 4.5.5 Análise tensões–deformações por elementos finitos

No contexto do dimensionamento de uma solução de reforço com recurso a elementos de *jet grout*, seria porventura vantajosa uma análise em três dimensões para previsão da resposta integral das fundações em termos de tensões-deformações. Não obstante, as abordagens bidimensionais são uma forma comum e acessível de obter simulações representativas e satisfatórias no que concerne aos valores dos deslocamentos expectáveis.

Foi realizada uma análise tensões–deformações em duas dimensões (2D), considerando um modelo elástico–linear e o critério de rotura de Mohr–Coulomb, na (i) situação prévia ao reforço das fundações com simulação de teste de enchimento total efectuado para o Digestor 1, (ii) em situação análoga mas referente ao Digestor 2, e (iii) na situação posterior ao reforço das fundações dos digestores por *jet grouting*. Para o efeito, foi usado o método dos elementos finitos (FEM: *Finite Elements Model* na designação anglo-saxónica), com recurso ao *software* GeoStudio, SIGMA/W.

Para esta análise foi considerado um perfil de 100m de comprimento, orientado na direcção aproximada SE-NW (corte AA' da Figura 4.25), que se prolongava a uma profundidade de 15m. Nesse perfil foram definidas regiões de estudo, para as situações atrás mencionadas, que compreendem as unidades interessadas e os elementos de reforço (quando aplicável), nas configurações geométricas já descritas. As respectivas características geotécnicas foram obtidas dos resultados do Zonamento Geotécnico e dos ensaios sobre os elementos de *jet grout* de teste (Quadro 4.21).

Quadro 4.21 Propriedades dos materiais consideradas na análise FEM

UNIDADES GEOTÉCNICAS E MATERIAIS	E (MPa)	$\nu$
Aterro	5,5	0,3
ZG <i>in situ</i>	60	0,3
Elementos de <i>jet grout</i>	650	0,2
Aterro + elementos de <i>jet grout</i> (fiada superior)	180	0,2
Aterro + elementos de <i>jet grout</i> (fiada intermédia e inferior)	97	0,22

De notar que cada região de estudo representa uma zona distinta correspondente ao mesmo tipo de material e dividida em elementos com a mesma geometria, o mesmo tipo de malha e a mesma ordem de integração. Nesse contexto, para a análise da situação após o reforço, foi necessária a realização de uma homogeneização das propriedades dos materiais do aterro e do solo-cimento. Para tal, no cálculo dos parâmetros geotécnicos a adoptar no modelo de

cálculo recorreu-se ao método da coluna equivalente (ECM) proposto por Ng & Tan (2012). No que respeita às condições de fronteira das situações analisadas, foi definido que o deslocamento é nulo em todas as direcções na base do modelo, bem como, nos limites laterais.

De referir, ainda, que o perfil escolhido integra o Digestor 2 e o Digestor 1, respectivamente localizados segundo o sentido considerado (*i.e.* SE–NW). Para esta análise, foi definido um modelo simplificado de cada equipamento correspondente a uma superestrutura metálica assente num anel de fundação rígido em betão armado e uma base flexível no interior. Tendo em conta a localização em planta dos digestores foi considerada uma carga distribuída de 70MPa, na zona a NW do Digestor 1, que pretende representar a influência das construções sitas na sua vizinhança.

Atendendo às simplificações inerentes à modelação efectuada, procedeu-se à análise a duas dimensões (2D) dos deslocamentos ocorrentes de modo a comparar os resultados obtidos com as informações reunidas pelo sistema de observação topográfica instalado.

Recorde-se que durante os testes de enchimento o sistema de instrumentação compreendeu oito marcas de nivelamento de superfície equidistantes na base de cada digestor e em posições análogas em ambos equipamentos. A localização das marcas referidas está indicada na Figura 4.48, no círculo com a orientação do Norte que representa um digestor em planta. A mesma figura mostra a posição das marcas 1 e 5, em particular, no desenho do perfil SE–NW (*vide* Figura 4.28). Estas definições são importantes na análise comparativa de resultados concretizada.

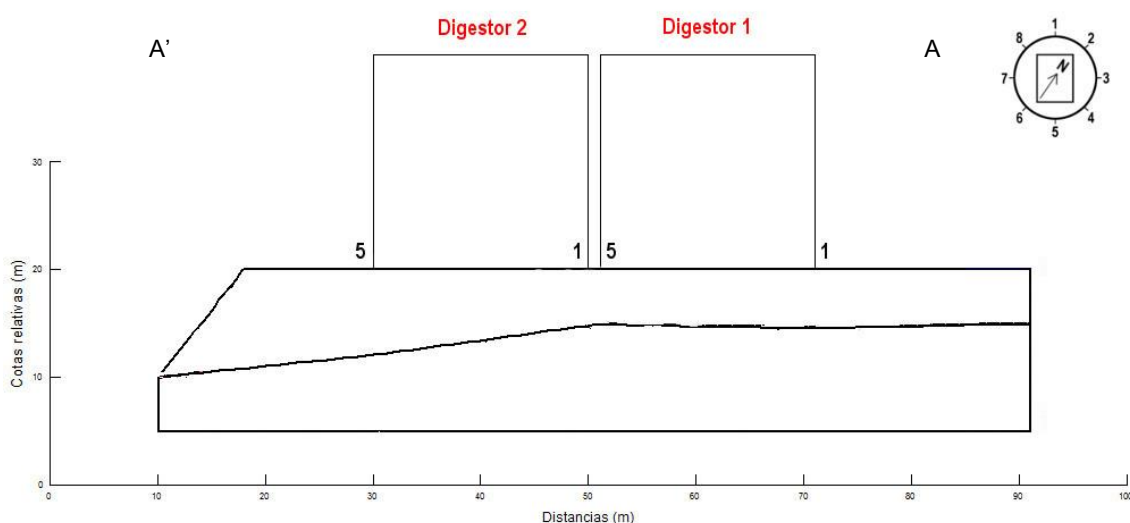


Figura 4.48 Localização das marcas de nivelamento de superfície 1 e 5

#### 4.5.5.1 Análise FEM do terreno sem reforço – enchimento do Digestor 1

A primeira situação analisada diz respeito à modelação do comportamento dos terrenos de fundação sob os dois digestores, previamente à realização de trabalhos de reforço. Como referido, para estas condições de fundação foram estudados dois casos que reflectem o plano de testes de enchimento efectivamente realizado nos digestores (*vide* Secção 4.5.1.3). Designadamente, é modelada a situação em que é considerado o pleno enchimento (20m de altura de água) do Digestor 1, enquanto o Digestor 2 permaneceu vazio, que se apresenta nesta secção; e é modelada a situação em que o Digestor 1 é esvaziado até aos 2,5m de altura de água e o Digestor 2 é cheio na totalidade, situação apresentada na Secção 4.5.5.2.

O modelo FEM (2D) que se apresenta primeiramente (Figura 4.49) corresponde à situação de enchimento total do Digestor 1 onde são usados os parâmetros apresentados no Quadro 4.21 e onde estão ilustradas a malha de elementos finitos e as condições fronteira atrás descritas. Na Figura 4.49 é possível distinguir a configuração das regiões definidas, nomeadamente, uma região com forma de cunha que representa o aterro de fundação que se sobrepõe à região que representa as formações *in situ*.

Apresenta-se na Figura 4.50 a malha deformada do modelo, majorada 17 vezes, enquanto a Figura 4.51 representa o comportamento do terreno em termos de deslocamentos verticais em profundidade (*i.e.* assentamentos).

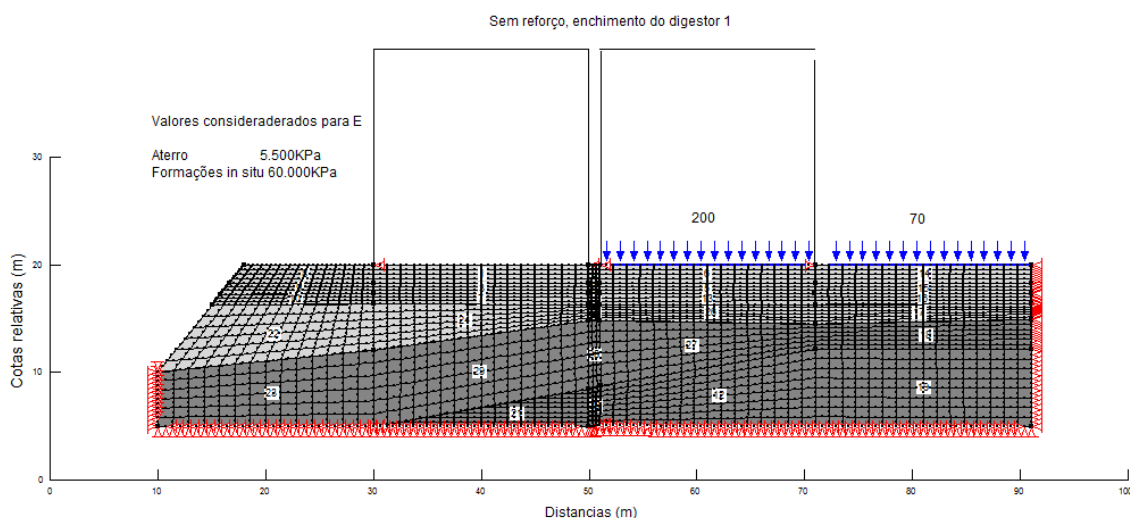


Figura 4.49 Modelo FEM do terreno sem reforço com enchimento total do Digestor 1

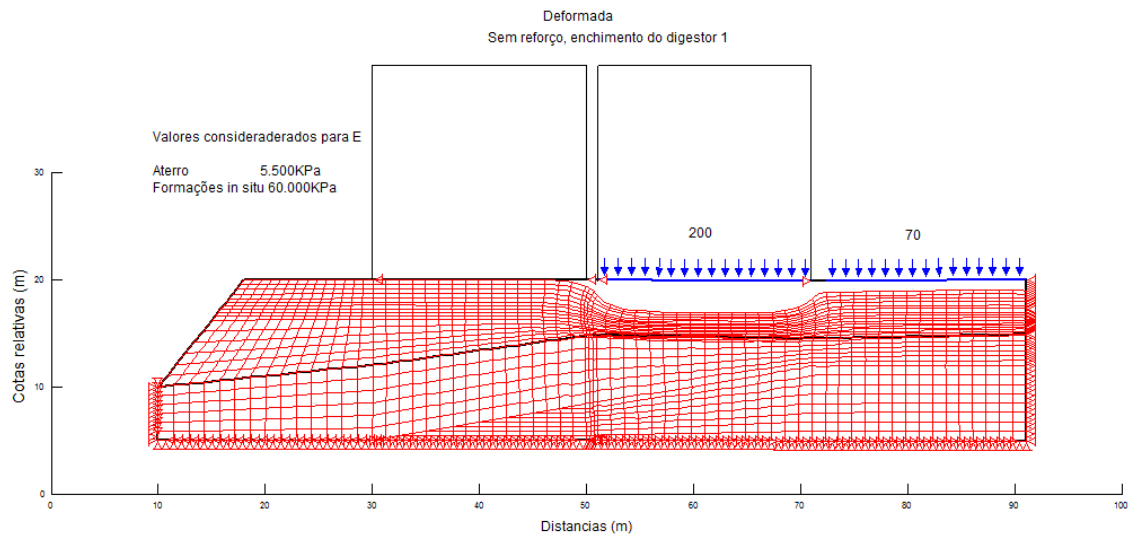


Figura 4.50 Deslocamento vertical do terreno sem reforço com enchimento total – malha deformada

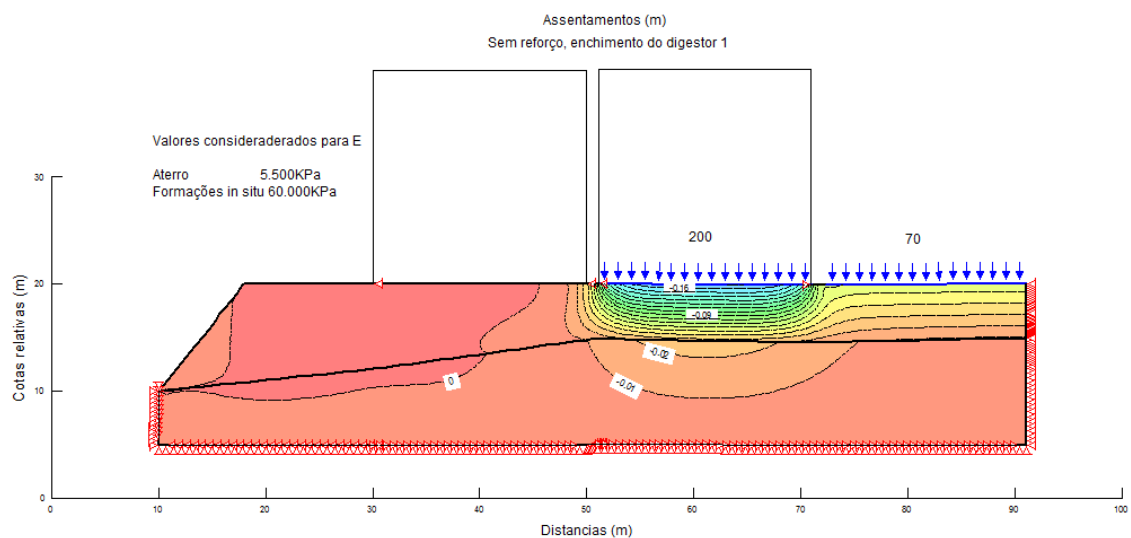


Figura 4.51 Deslocamento vertical do terreno sem reforço com enchimento total do Digestor 1

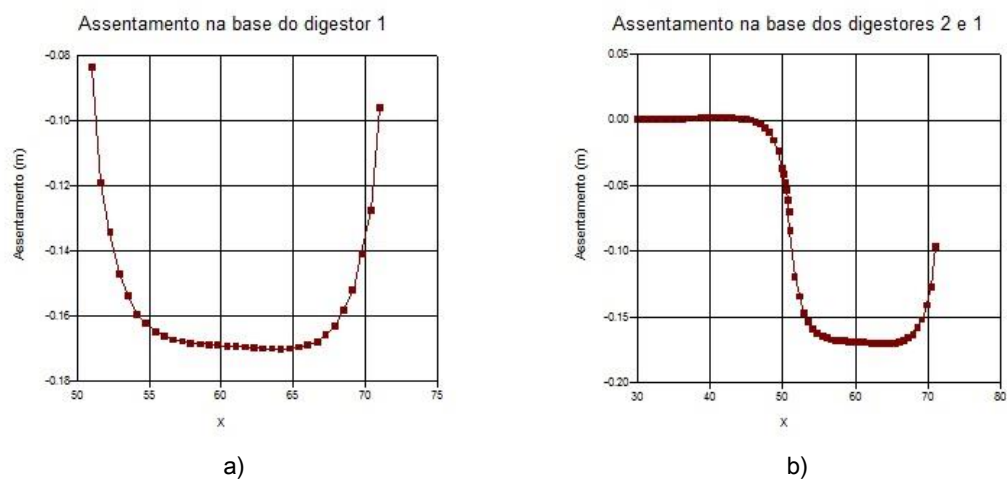


Figura 4.52 Deslocamento vertical do terreno sem reforço com enchimento total do Digestor 1

Da análise apresentada na Figura 4.50 e na Figura 4.51, observa-se que com o enchimento do Digestor 1, e consequente carregamento do terreno, ocorre um assentamento diferencial ao nível da base desse equipamento correspondente a cerca de 0,098m no ponto 1 e de 0,082m no ponto 5, enquanto sob o Digestor 2 não são verificados deslocamentos significativos. As figuras mostram também que os assentamentos desenvolvem-se no material do aterro e dissipam-se no contacto com as formações *in situ* mais competentes. Estes resultados são compatíveis com os valores registados pela observação topográfica aquando dos ensaios de enchimento dos digestores em obra (*vide* Figura 4.29, Secção 4.5.1.3).

Adicionalmente, na Figura 4.52, observa-se que por a base no interior ser flexível, os assentamentos nessa área são mais expressivos na ordem de 0,17m. Esta situação não é possível de ser confirmada por meio de observação directa. No entanto, as leituras de marcas topográficas no topo do digestor podem ser justificadas por alguma rotação no anel de base, teoricamente rígido, provocada por assentamentos demasiado elevados no interior do digestor.

#### 4.5.5.2 Análise FEM do terreno sem reforço – enchimento do Digestor 2

Apresenta-se nesta secção a modelação do comportamento dos terrenos de fundação, sem reforço, na situação em que o Digestor 1 tem o nível de enchimento aos 2,5m de altura e o Digestor 2 tem o nível de enchimento aos 20m de altura.

A Figura 4.53 representa o modelo FEM (2D) que considerou na sua construção os parâmetros apresentados na Quadro 4.21 e que ilustra a malha de elementos finitos e as condições fronteira na situação de enchimento que atrás se descreveu.

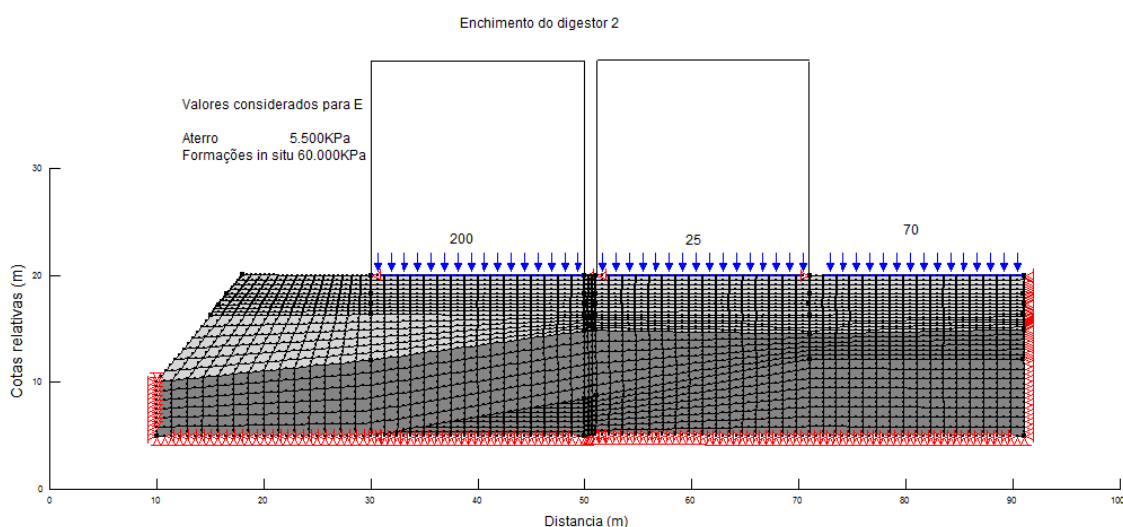


Figura 4.53 Modelo FEM do terreno sem reforço com enchimento total do Digestor 2

A Figura 4.54 mostra a malha deformada do modelo, majorada 17 vezes, enquanto a Figura 4.55 ilustra o comportamento do terreno de fundação quando sujeito aos carregamentos correspondentes aos enchimentos descritos: enchimento total do Digestor 2 e enchimento parcial do Digestor 1 (20m de altura de água).

Nesta situação, o modelo apresenta deslocamentos da ordem dos 0,10m nos quatro pontos considerados das bases de betão armado dos digestores (Figura 4.56). Os valores obtidos são, novamente, aceitáveis quando comparados com os resultados da observação apresentados na Figura 4.30, Secção 4.5.1.3. A figura referida mostra valores de assentamentos de 0,12m para o ponto 1 do Digestor 2 e valores de 0,11m no ponto 5 do mesmo equipamento.

No modelo construído é possível verificar que os assentamentos abaixo da base flexível inferior são maiores que os valores sob anel rígido de fundação da estrutura. Verifica-se ainda que estes assentamentos sob o interior do Digestor 2 são superiores aos valores resultantes para o Digestor 1 *i.e.* acima dos 0,20m no primeiro caso e aproximadamente 0,18m no segundo caso. Esta diferença seria expectável dada a diferença de carregamento entre os digestores, acentuada pelo aumento progressivo da altura de materiais que se verifica no sentido do Digestor 2.

O modelo permite ainda observar que, tal como na análise anterior, os assentamentos tendem a reduzir-se muito no limite inferior da camada de aterro, quando encontra o terreno *in situ*.

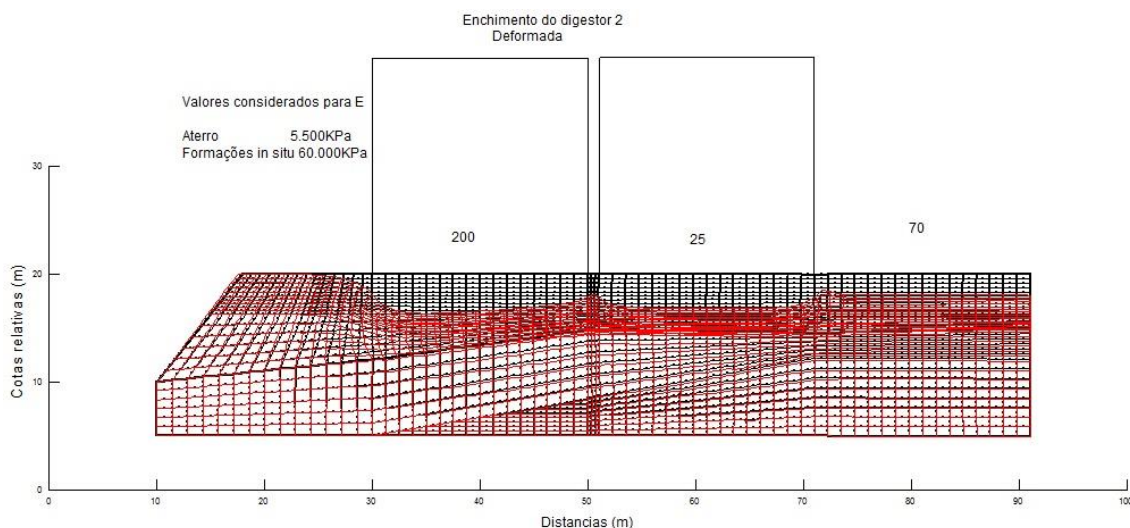


Figura 4.54 Deslocamento vertical do terreno sem reforço com enchimento total do Digestor 2  
– malha deformada

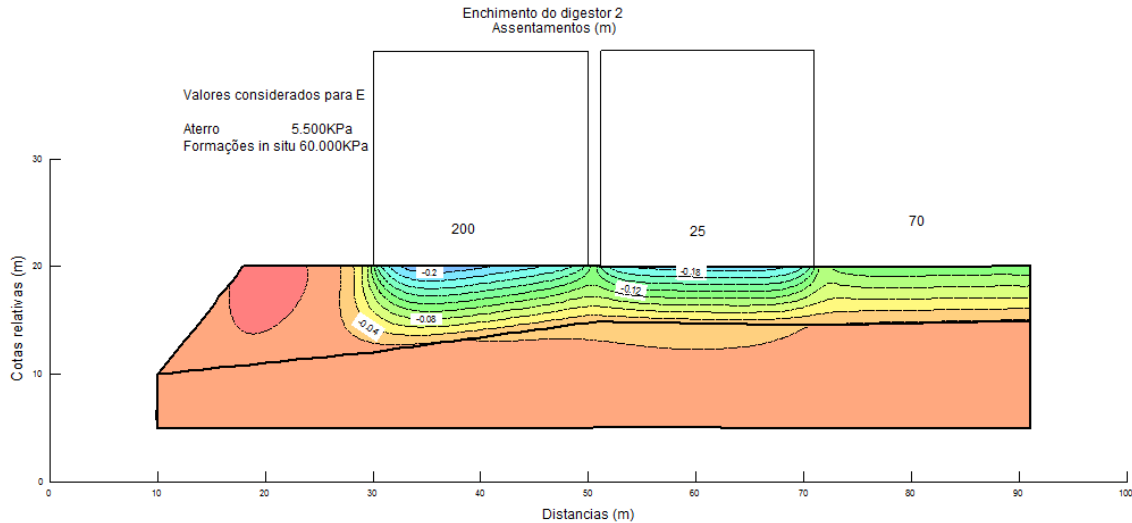


Figura 4.55 Deslocamento vertical do terreno sem reforço com enchimento total do Digestor 2

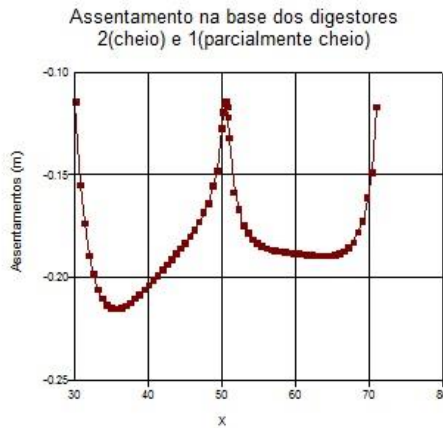


Figura 4.56 Deslocamento vertical do terreno sem reforço com enchimento total do Digestor 2

#### 4.5.5.3 Análise FEM do terreno com reforço

A análise FEM que se apresenta de seguida refere a situação do aterro de fundação após a realização de reforço por meio de colunas sub-horizontais de *jet grout* (Figura 4.57). Como explicado, foi efectuada uma homogeneização das propriedades dos materiais de onde resultou a definição de regiões referente às zonas reforçadas a que correspondem valores distintos de módulo de elasticidade. Foi, assim, definida uma região correspondente à fiada de elementos de *jet grouting* de topo que por ser composta por elementos tangentes resultou num valor calculado para o módulo de deformabilidade igual a 180MPa. Subjacentemente, foi definida uma região cujo valor em referência corresponde a 97MPa que se referem às fiadas intermédia e inferior de *jet grouting* sub-horizontais cujos elementos distam horizontalmente, entre si, 2m.

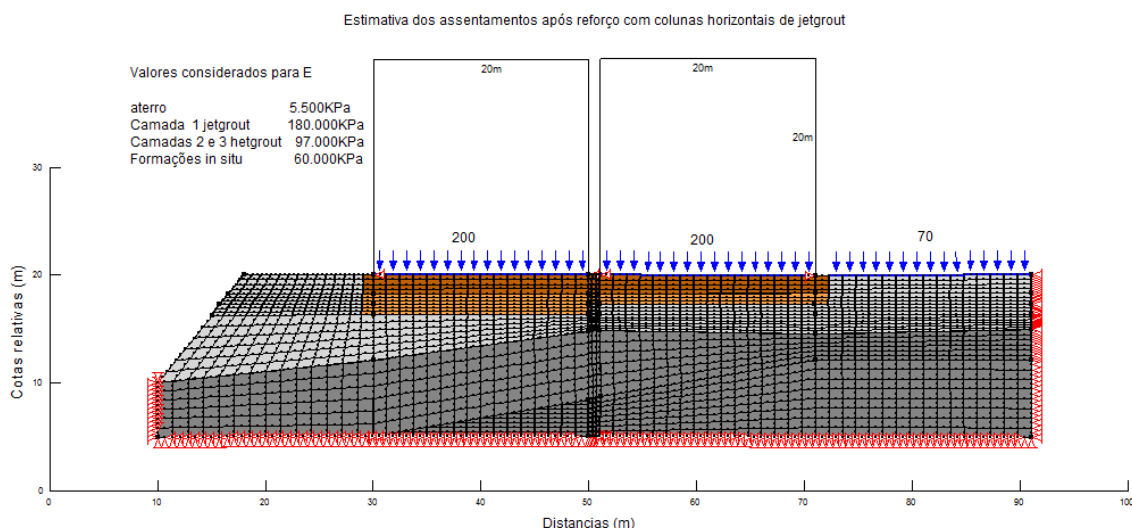


Figura 4.57 Modelo FEM do terreno com reforço com enchimento total dos Digestores 1 e 2

De modo análogo às situações anterior, a Figura 4.57 apresenta o modelo FEM (2D) construído a partir dos parâmetros apresentados no Quadro 4.21 e que ilustra a malha de elementos finitos e as condições fronteira na situação de enchimento total (20m de nível de água) em ambos os Digestores.

Apresenta-se na Figura 4.58 a representação da malha deformada do modelo, majorada igualmente 17 vezes. A Figura 4.59 e a Figura 4.60 mostram o comportamento do terreno de fundação, em termos de deslocamentos verticais, quando sujeito aos carregamentos correspondentes aos enchimentos totais do Digestor 1 e 2.

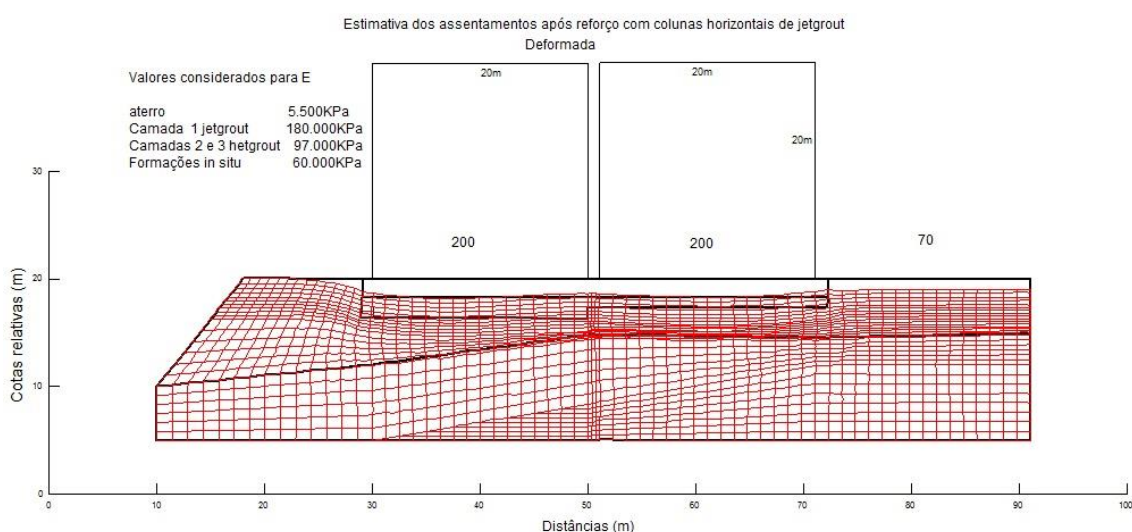


Figura 4.58 Deslocamento vertical do terreno com reforço com enchimento total do Digestor 1 e 2  
– malha deformada



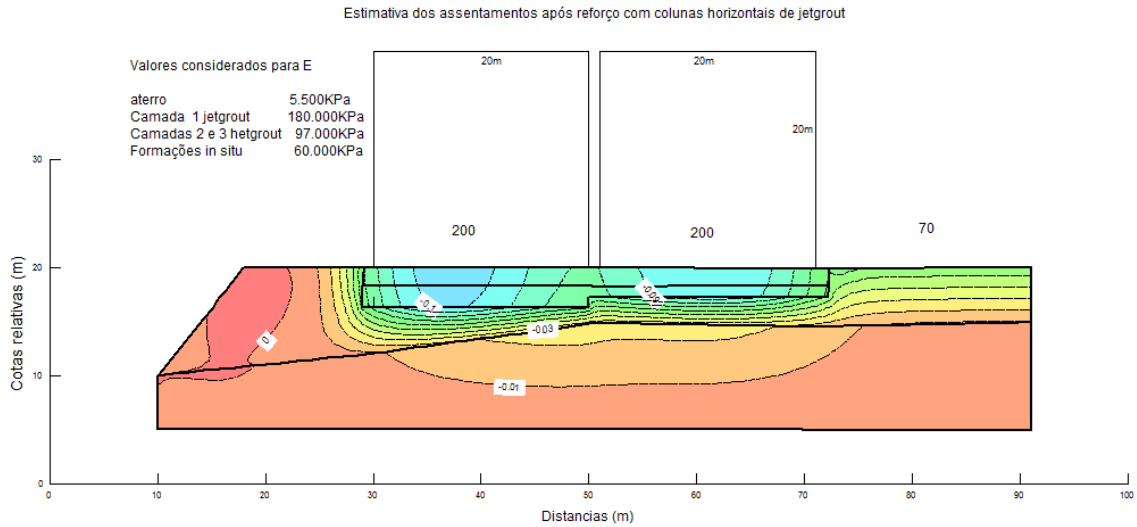


Figura 4.59 Deslocamento vertical do terreno com reforço com enchimento total do Digestor 1 e 2

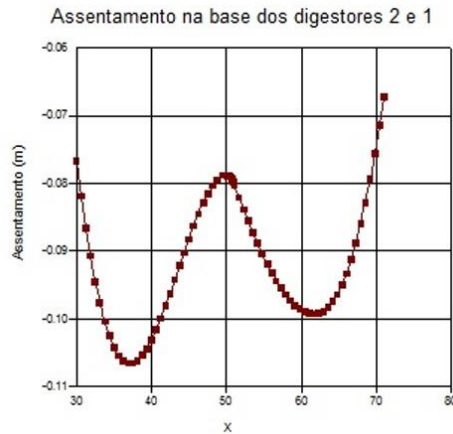


Figura 4.60 Deslocamento vertical do terreno com reforço com enchimento total do Digestor 1 e 2

Nesta situação verifica-se que o modelo sugere assentamentos de cerca de 0,068m no ponto 1 na base rígida do Digestor 1, de cerca de 0,08m nos pontos 5 e 1 dos Digestores 1 e 2, respectivamente, e de cerca de 0,076m no ponto 5 do Digestor 2 (Figura 4.60). Estes valores significam um assentamento diferencial de unicamente cerca de 0,01m que é razoável para o tipo de estrutura em estudo. Mais uma vez, os assentamentos limitam-se ao topo da camada *in situ*. Constata-se que com a implementação de elementos de reforço pode ser verificada uma redução dos assentamentos no anel de betão da ordem dos 0,020m em relação à situação sem reforço.

Na perspectiva dos assentamentos sob a base flexível previstos pela modelação verifica-se que, também neste caso, há uma diminuição nos valores para cerca de 0,10m e 0,11m, no Digestor 1 e no Digestor 2, respectivamente. Neste caso, a redução de deslocamentos poderia ser da ordem de 0,10m quando comparada com a situação sem reforço.

A diferença observada, na situação após o reforço, entre os valores obtidos na base rígida da fundação e na base flexível interior corresponde a 0,035m. Este valor é considerado aceitável no sentido em que é um valor acomodável pela estrutura metálica, favorecendo a diminuição das torções registadas no topo dos digestores e representam uma melhoria substancial em relação à situação sem reforço em que esses assentamentos diferenciais eram da ordem de 0,11m (*vide* Figura 4.56).

#### **4.5.6 Comentários finais acerca da solução por elementos de JG sub-horizontais**

Dada a configuração dos Digestores, a sua localização em planta e os consequentes condicionalismos identificados, a opção de recorrer a soluções mais tradicionais, como a implementação de elementos de *jet grout* verticais ou microestacas, seria dificultada. Assim, foi escolhida como alternativa técnica o reforço por elementos de *jet grout* sub-horizontais (Santos *et al.*, 2013a).

A construção dos elementos de reforço preconizados foi acompanhada por um programa de controlo de qualidade que incluiu um sistema de instrumentação e observação que permitiu a monitorização da prossecução dos trabalhos em segurança e em conformidade (Santos *et al.*, 2013a). O mesmo sistema possibilitou a confirmação da adequação da opção técnica para a mitigação da tendência de deslocamentos observados nas estruturas e para o alcance das características geomecânicas necessárias do terreno de fundação.

A análise por elementos finitos (2D) revelou-se uma ferramenta consistente para verificar o comportamento dos aterros de fundação sem qualquer melhoramento e validar a eficácia da solução de reforço proposta. De acordo com a modelação realizada, os deslocamentos verticais calculados para as fundações não reforçadas apresentam-se em concordância aceitável com os resultados obtidos pela observação da instrumentação topográfica.

A aplicação do método dos elementos finitos ao solo reforçado com elementos sub-horizontais de *jet* permite antecipar que os assentamentos diferenciais serão praticamente anulados (inferiores a 0,02m) o que garante o bom funcionamento dos digestores sem risco de danos das tubagens existentes (*vide* Figura 4.24, Secção 4.5).

Considera-se que, apesar de ter sido necessária a realização de alguns trabalhos prévios de preparação (*e.g.* construção da trincheira de ataque), a avaliação global em termos de custos e do tempo despendido foram muito aceitáveis. Aos benefícios técnicos alcançados, acrescem assim vantagens na funcionalidade global do empreendimento, na medida em que o tempo de execução curto permitiu que as perturbações (e paragens) no andamento da empreitada fossem reduzidas e os prazos de início de actividade fossem cumpridos.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na presente dissertação foi abordada a temática da utilização de soluções de reforço em materiais de natureza margosa. Foram estudados os materiais margosos no contexto da geotecnia e foi assinalada a importância da avaliação diferenciada das suas características geotécnicas para fins de Engenharia. Observou-se que as classificações geotécnicas comumente usadas (Classificações USCS e para fins rodoviários – AASHTO) não contemplam informações relativas às especificidades das margas. Designadamente, aos aspectos que influem no seu desempenho como material de empréstimo como o conteúdo em carbonato e o tipo de argila presente, entre outros. No caso particular dos materiais margosos, pela variabilidade das suas características, pela complexidade do seu comportamento e pelo seu carácter evolutivo, esse conhecimento atempado pode possibilitar a sua habilitação aos usos projectados, acautelando os resultados finais.

Portanto, a partir dos fundamentos da Engenharia Geológica, verifica-se que a base do sucesso de uma empreitada passa por um programa geológico-geotécnico enquadrado às necessidades de cada local e adaptado às exigências de cada projecto. Nessa perspectiva, inferiu-se que, para a utilização de materiais de natureza margosa, as campanhas de amostragem e os ensaios geotécnicos a realizar não devem descurar a sua presença e devem ser adaptados por forma a reunir informação em quantidade e qualidade suficientes, nomeadamente, no que respeita à fracção argilosa e considerando o carácter evolutivo destes materiais de baixa resistência.

Naturalmente, a execução de ensaios extraordinários acarreta custos, pelo que porventura a tendência será o seu uso parcimonioso ou mesmo a omissão pelos intervenientes nos projectos. Contudo, verificou-se que esta prática permite aferir a necessidade de execução de trabalhos de estabilização das margas (através de adição de materiais como cal ou cimento) e/ou do ajuste dos procedimentos construtivos subsequentes. Desse modo, poderão ser prevenidos desempenhos insatisfatórios das estruturas construídas. Em consequência, serão evitados sobrecustos associados a medidas de remediação aplicadas *a posteriori* que exigem, necessariamente, mobilização excepcional de materiais e mão-de-obra e alterações à calendarização do projecto.

Nesse contexto, a análise do caso de estudo indica que, os materiais margosos usados na constituição dos aterros de fundação, tanto da Zona 1 como da Zona 2, apesar de terem uma componente argilosa não desprezável, não possuíam um potencial de expansibilidade expressivo, de acordo com os resultados dos ensaios do estudo geotécnico complementar. No entanto, considera-se que aparentemente foram usados parâmetros de controlo desadequados decorrentes de uma campanha de amostragem e ensaios insuficientes, que menosprezaram o

carácter evolutivo das margas, no âmbito do estudo geotécnico preliminar. Como consequência, os aterros de fundação apresentaram um comportamento anómalo que poderá estar associado a falhas nos trabalhos de compactação, devidas à razão indicada, não obstante a conformidade dos resultados dos ensaios de controlo.

Além do mais, em particular na Zona 1, a inclinação acentuada dos taludes –  $4(V)/1(H)$  – na área dos compartimentos poderá ter dificultado os trabalhos de compactação nesses pontos, favorecendo a existência de zonas de maior vulnerabilidade em termos de acesso de águas pluviais ao corpo do aterro. Assim, no caso de ter sido reconhecida a presença dos materiais margosos, recomendar-se-ia, também, a consideração de medidas de protecção do acesso das águas e de favorecimento da drenagem no aterro.

Não obstante a importância de caracterização geológica e geotécnica para qualidade dos trabalhos que envolvam materiais de natureza margosa, nesta dissertação foi igualmente enfatizada a existência de soluções técnicas eficazes e sustentáveis que possibilitam o reforço deste tipo de terrenos, quando apresentem problemas de resistência e deformabilidade. Verificou-se que as abordagens de reforço de terrenos podem mitigar debilidades não previstas em fases preliminares do projecto ou decorrentes de execução inadequada (como foi no caso de estudo), e evitar a sua evolução para patamares inaceitáveis em termos de falta de segurança e mesmo de utilização. Refere-se, com particular destaque, a técnica de *jet grouting*.

Assim, nas situações de obra analisadas, face às limitações dos dados existentes relativos à caracterização geológica-geotécnica, não foi possível um estudo efectivo da influência do conteúdo de natureza margosa dos aterros na eficácia dos trabalhos de reforço efectuados. Contudo, da integração dos resultados dos ensaios preliminares de teste e da monitorização das respostas das estruturas e do aterro, durante as fases de implementação do melhoramento e subsequentes, foi possível comprovar a competência da técnica de *jet grouting* para o fim previsto. Este facto indica a potencialidade na utilização desta solução em situações análogas, com resultados satisfatórios no melhoramento do comportamento geotécnico global de fundações.

Deste estudo, salienta-se a importância da concepção do projecto de *jet grouting* e, mais uma vez, a importância da adequabilidade e solidez da informação geológica e geotécnica que lhe serve de base, na medida em que afecta os resultados finais neste tipo de reforço.

Observou-se ainda que a versatilidade da tecnologia de *jet grouting* permitiu adaptar o método de construção dos elementos de reforço aos condicionalismos dos casos de obra expostos. A utilização de soluções verticais e sub-horizontais, na Zona 1 e na Zona 2 do caso em estudo, respectivamente, possibilitou ultrapassar as limitações de acesso às fundações das estruturas

instabilizadas, concretizando o reforço e preservando, desse modo, as construções existentes. Além do mais, deve ser salientada a rapidez na execução e conclusão dos trabalhos de *jet* limitando as perturbações e, eventuais paragens, na continuidade dos trabalhos externos às situações descritas, permitindo o início do funcionamento das instalações industriais dentro dos prazos estipulados.

Neste trabalho foi, igualmente, possível observar que a análise pelo método de elementos finitos (2D) realizada permitiu estimar o comportamento dos aterros de fundação não reforçados e validar a eficácia da solução de técnica proposta. Considerando a modelação efectuada, verificou-se que os valores dos deslocamentos verticais estimados para as fundações não reforçadas são razoáveis quando comparados com os resultados obtidos pela observação da instrumentação que avalia deslocamentos superficiais.

Os resultados obtidos sugerem, também, a validade do método de homogeneização proposto por Ng & Tan (2012) – método da coluna equivalente (ECM) – para uniformização dos parâmetros geotécnicos dos materiais do aterro e do solo-cimento necessária à análise pelo FEM da solução com reforço sub-horizontal de *jet grouting*.

Realizada uma apreciação global da temática analisada, considera-se que teria interesse a condução de um estudo que integrasse a caracterização da mineralogia da fracção argilosa dos materiais margosos com o objectivo da melhor compreensão da sua influência nas características geotécnicas do material resultante dos trabalhos de *jet grouting* e, consequentemente, na eficácia deste tipo de intervenção nos referidos materiais. Outra abordagem possível para desenvolvimentos futuros seria a investigação do comportamento geomecânico de provetes de misturas solo-cimento utilizando diferentes amostras de materiais margosos e diferentes tipos de cimento na composição da calda.

Tendo sido realçada a importância do controlo da qualidade e do acompanhamento das empreitadas por sistemas de instrumentação e observação, terá no futuro muito interesse (principalmente, em casos análogos ao da Zona 2, devido às dificuldade em obter leituras fiáveis de algumas das marcas topográficas instaladas), a utilização de perfis instrumentados para efectuar medições de assentamentos a várias profundidades, *e.g.* com células medidoras de assentamentos ou tubos inclinométricos adaptados a sondas de medição de profundidade de furo (*borehole length measuring probe*) para o registo de deslocamentos verticais (*vide* Gloetzi, 2009). Permitiriam um melhor conhecimento dos assentamentos reais em profundidade e, consequentemente, permitiriam uma melhor validação e interpretação dos resultados da análise pelo FEM 2D.

Por último será muito interessante a aplicação de FEM 3D, em casos de reforços com elementos de *jet grout* sub-horizontais, que permitiria uma melhor compreensão dos fenómenos tridimensionais envolvidos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO T238, 1986. *Standard method of test for Density of Soil and Soil-Aggregate in Place by Nuclear Methods (shallow depth)*. USA: AASHTO.
- Ahmed, H., 1995. *Characterization and stabilization of Eastern Saudi marls*. MSc Thesis in Civil Engineering, Faculty of the College of Graduate Studies, King Fahd University of Petroleum & Minerals, Dhahran, Saudi Arabia: 230p.
- Aiban, S. A., 1994. Strength and compressibility of fine-grained calcareous sediments. *In: Proc. 1st Regional ASCE-SAS Conference*. Bahrain: s.n., pp. 371-382.
- Akili, W., 1980. Some properties of remoulded carbonate soils, eastern Saudi Arabia. *in: Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Stockholm: s.n., pp. 537-542.
- Al-Amoudi, O. S. B., Khan, K. & Al-Kahtani, N. S., 2010. Stabilization of a Saudi calcareous marl soil. *Construction and Building Materials*, Volume 24 (10), p. 1848–1854.
- Alonso, E. E., Pineda, J. A. & Cardoso, R., 2010. Degradation of marls; two case studies from the Iberian Peninsula. *in: D. Calcaterra & M. Parise, eds. Weathering as a Predisposing Factor to Slope Movements*. London: The Geological Society of London, pp. 47-75.
- ASCE, 1997. *Ground improvement, ground reinforcement, ground treatment developments 1987-1997*. Geotechnical Special Publication 69, New York: ASCE.
- ASTM C25, 2011. *Standard Test Methods for Chemical Analysis of Limestone, Quicklime, and Hydrated Lime*. USA: ASTM International.
- ASTM D2435, 2011. *Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*. USA: ASTM International.
- ASTM D2487, 1985. *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. USA: ASTM International.
- ASTM D2850, 2007. *Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*. USA: ASTM International.
- ASTM D3080, 2011. *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. USA: ASTM International.
- ASTM D4546, 1996. *Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils*. USA: ASTM International.
- Bates, R. L. & Jackson, J. A., 1980. *Glossary*. 2nd ed. Falls Church, Virginia: American Geological Institute.
- BAUER, 2013. *Jet grouting process*. [Online] Disponível em: [http://www.bauerpileco.com/export/sites/www.bauerpileco.com/documents/brochures/construction/Jet\\_Grouting\\_03-13.pdf](http://www.bauerpileco.com/export/sites/www.bauerpileco.com/documents/brochures/construction/Jet_Grouting_03-13.pdf) [Acedido em 14 Agosto 2014].

- Blyth, F. G. H. & de Freitas, M. H., 1985. *A Geology for Engineers*. London: English Language Book Society/Edward Arnold.
- Boudlal, O., Khattoui, M. & Kich, H., 2014. Caracterization des marnes de la Grande Kabylie (Algerie). *in: Proc. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - JNKG2014*. Beauvais, França: s.n.
- Burke, G., 2004. Jet grouting systems: advantages and disadvantages. *in: Proc. GeoSupport 2004: Drilled shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial methods, and Specialty Foundation Systems*. Geotechnical Special Publication 124, New Orleans: ASCE, pp. 875-886.
- Burke, G., 2009. *Quality Control Considerations for Jet Grouting*. [Online] Disponível em: <http://www.groutline.com/December09Final.pdf> [Acedido a 11 de Julho de 2014].
- Cardoso, R., 2007. Degradation of compacted marls. A microstructural investigation. *in: XVIII European Young Geotechnical Engineers' Conference*. Ancona, Italy: s.n.
- Cardoso, R., Maranha das Neves, E. & Alonso, E. E., 2012. Experimental behaviour of compacted marls. *Géotechnique*, Volume 62 (11), pp. 999-1012.
- Carreto, J., 1999. *Jet Grouting. A Problemática do dimensionamento e do Controlo de Qualidade*. Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos, FCT/UNL. Lisboa: 334p.
- Carreto, J., 2000. Jet Grouting. Uma Técnica Em Desenvolvimento. *in: Proc. VII Congresso Nacional de Geotecnia*. Volume 2. Porto: Sociedade Portuguesa de Geotecnia, pp. 1043 - 1054.
- Cernica, J. N., 1995. Geotechnical problems in Civil Engineering. *in: Geotechnical Engineering: Foundation design*. USA: John Wiley & Sons, Inc., p. 2.
- Challinor, J., 1978. *A dictionary of geology*. Cardiff: University of Wales Press.
- Choi, R., 2005. *Review of the Jet Grouting Method*. Bachelor of Engineering Dissertation in Civil Engineering, Faculty of Engineering and Survey, University of Southern Queensland: 149p.
- Chu, J., Varaksin, S., Klotz, U. & Mengé, P., 2009. Construction processes. *in: Proc. 17th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Alexandria, Egypt: IOS Press, pp. 3006-3135.
- Coulter, S., 2004. *Influence of tunnel jet-grouting on ground deformations at Aeschertunnel, Switzerland*. MSc Thesis in Geotechnical Engineering. University of Alberta: 163p.
- Croce, F. & Flora, A., 2001. Analysis of single-fluid jet grouting. *Géotechnique*, Volume 51(10), pp. 905-906.
- Croce, P., Flora, A. & Modoni, G., 2013. *Jet Grouting: Technology, Design and Control*. United Kingdom: CRC Press. 302p.
- Delahaye, D. & Le Roux, A., 1975. Désordres sur des remblais en marne. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées (BLPC)*, 75, pp. 113-124.
- Donovan, S. K. & Pickerill, R. K., 2013. On marls and marlstones. *Bulletin of the Mizunami Fossil Museum*, Volume 39, p. 127-128.
- Edifer, 2009. *Estudo geológico-geotécnico complementar*. Alfragide: Relatório não publicado.
- Edifer, 2011a. *Estudo geológico-geotécnico complementar*. Alfragide: Relatório não publicado.



- Edifer, 2011b. *Proposta de tratamento dos aterros de fundação. Nota técnica*. Alfragide: Relatório não publicado.
- Edifer, 2011c. *Análise dos assentamentos, consolidação do solo de fundação e reabilitação estrutural. Nota técnica*. Alfragide: Relatório não publicado.
- Edifer, 2011d. *Análise dos assentamentos, consolidação do solo de fundação e reabilitação estrutural. Nota técnica - Anexos*. Alfragide: Relatório não publicado.
- Edifer, 2011e. *Cálculo de assentamentos e capacidade de carga da fundação dos Digestores*. Alfragide: Relatório não publicado.
- Edifer, 2011e. *Tratamento dos terrenos de fundação dos Digestores 1 e 2 - Plano Instrumentação e Observação proposto*. Alfragide: Relatório não publicado.
- Edifer, 2011g. *Proposta de tratamento do aterros de fundação dos Digestores - peças desenhadas*. Alfragide: Relatório não publicado.
- Edifer, 2011h. *Relatório de ensaio prévio de jet grouting - Zona F*. Alfragide: Relatório não publicado.
- EN 12716, 2001. *Execution of Special Geotechnical Works – Jet Grouting*. European Committee for Standardization. Brussels: 32p.
- EN 14199, 2003. *Execution of special geotechnical works – Micropiles*. European Committee for Standardization. Milão: 52p.
- Essler, R. & Yoshida, H., 2004. Jet grouting. in: M. P. Moseley & K. Kirsch, eds. *Ground Improvement*. 2nd ed. London: Spon Press, pp. 160-196.
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D. & Bell, G., 2005. *Geotechnical engineering of dams*. Leiden: A.A. Balkema Publishers, pp.109-114.
- Fernandes, M., 2006. *Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais, Volume I*. Porto: FEUP Edições.
- Fernandes, P., 2010. *Reforço de solos por Jet Grouting - um exemplo em fundações de obras de arte*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica, FCT/UNL. Lisboa: 109p.
- Fooks, P. G. & Higginbottom, I. E., 1975. The classification and description of near-shore carbonate sediments for engineering purpose. *Geotechnique*, Volume 2, pp. 406-411.
- Geosolve, 2011. *Relatório de ensaios laboratoriais*. São Domingos de Rana: Relatório não publicado.
- Gloetzel, 2009. *Borehole length measuring probe*. [Online] Disponível em: <http://www.gloetzel.de/fileadmin/produkte/2%20Mobile%20Messsysteme/Englisch/P%20077.00%20Streckenmesssonde%20en.pdf> [Acedido a 16 de Setembro de 2014].
- Hayward Baker, 2004. *Jet grouting*. [Online] Disponível em: [http://www.revbase.com/ttserverroot/Download/387214\\_G32%20-%20Jet%20Grouting%20Brochure%20rev.%207-04.pdf](http://www.revbase.com/ttserverroot/Download/387214_G32%20-%20Jet%20Grouting%20Brochure%20rev.%207-04.pdf). [Acedido a 15 Abril 2014].
- Hussin, J., 2006. Methods of Soft Ground Improvement. in: M. Gunaratne, ed. *The Foundation Engineering Handbook*. 2nd ed. Boca Raton, Florida: CRC Press/Taylor & Francis, pp. 547-548.

- Huybrechts, N. & Denies, N., 2013. General Report of TC 211: Ground Improvement. *in: Proc. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Paris: Presses des Ponts, pp. 2417-2424.
- ICOLD, 2008. *Weak rocks and shales in dams*. Paris: Commission internationale des grands barrages, pp.26-73.
- Jung, C., Bobet, A. & Siddiki, N. Z., 2011. A simple method to identify marly soils. *in: Transportation Research Board (TRB) 90th Annual Meeting*. Volume 2232. Washington, D.C: pp.76-84. [Online] Disponível em <http://docs.trb.org/prp/11-0021.pdf> [Acedido em 20 Março 2014].
- Kaidussis, R. & Gomes de Tejada, F., 2000. O jet grouting como ferramenta versátil para o tratamento e melhoramento de solos. *in: Proc. VII Congresso Nacional de Geotecnia*. Volume 2. Porto: Sociedade Portuguesa de Geotecnia, pp. 1065-1069.
- Lamas, F., Irigaray, C. & Chacón, J., 2002. Geotechnical characterization of carbonate marls for the construction of impermeable dam cores. *Engineering Geology*, Volume 66 (3-4), pp. 283-294.
- Lamas, F., Irigaray, C., Oteo, C. & Chacón, J., 2005. Selection of the most appropriate method to determine the carbonate content for engineering purposes with particular regard to marls. *Engineering Geology*, Volume 81, pp. 32-41.
- Léreau, J., 2005. Propriétés physiques des sols. *Géotechnique 1 - Cours en ligne de l'INSA de Toulouse*, Chapitres 1, p. 22.
- LNEC E 197, 1966. *Ensaio de compactação de solos (Proctor)*. Lisboa: LNEC.
- LNEC E 218, 1968. *Prospecção geotécnica de terrenos. Colheita de amostras*. Lisboa: LNEC.
- LNEC E 239, 1970. *Solos. Análise granulométrica por peneiração húmida*. Lisboa: LNEC.
- LNEC E 240, 1970. *Solos. Classificação para fins rodoviários*. Lisboa: LNEC.
- Lunardi, P., 1997. Ground improvement by means of jet-grouting. *in: Proc. of the ICE - Ground Improvement*. Volume 1, Issue 2: ICE, p. 65 –85.
- Maranha das Neves, E., 1998. Aterros de solos argilosos rijos e rochas brandas. *Geotecnia*, Volume 82, pp. 17-34.
- McCarthy, D. F., 1977. *Essentials of soil mechanics and foundations*. 1st ed. Reston, Virginia: Reston publishing company, Inc.
- McCarthy, D. F., 1982. *Essentials of soil mechanics and foundations*. 2nd ed. Reston, Virginia: Reston publishing company.
- McLean, A. C. & Gribble, C. D., 1985. *Geology for civil engineers*. London: George Allen & Unwin.
- Meléndez, B. & Fúster, J. M., 1980. *Geologia*. Madrid: Paraninfo.
- Mitchell, J., 1981. Soil improvement - State of the art report. *in: Proc. 10th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Stockholm, Sweden: s.n., pp. 509 - 565.
- Mitchell, J. K., 1976. *Fundamentals of soil behaviour*. 1st ed. New York: John Wiley and Sons.
- Mitchell, J. K., 1993. *Fundamentals of soil behaviour*. 2nd ed. New York: John Wiley and Sons.

- Mitchell, J. M. & Jardine, F. M., 2002. *A guide to ground treatment*. CIRIA Publication C572. London: Construction Industry Research & Information Association.
- Mitchell, R. S., 1985. *Dictionary of rocks*. New York: Van Nostrand Reinhold.
- Neves, M., 2010. *Técnicas de Recalçamento e Reforço de Fundações*. Dissertação de Mestrado, IST. Lisboa: 165.
- Ng, K. S. & Tan, S. A., 2012. Equivalent column method for stone column design. *in*: P. D. Long, ed. *2nd International Conference on Geotechnics for Sustainable Development - Geotec Hanoi 2013*. Hanoi, Vietnam: Construction Publishing House, pp. 665-670.
- Nicholson, P., 2014. *Soil Improvement and Ground Modification Methods*. United Kingdom: Butterworth Heinemann.
- NP 143, 1969. *Solos. Determinação de limites de consistência*. Lisboa: LNEC.
- NP 83, 1965. *Solos. Determinação da densidade das partículas*. Lisboa: LNEC.
- NP 84, 1965. *Solos. Determinação do teor em água*. Lisboa: LNEC.
- NP EN 1997-1, 2010. *Eurocódigo 7 - Projecto Geotécnico. Parte 1: Regras gerais*. Caparica: Instituto Português da Qualidade. 157p.
- NP EN 206-1, 2007. *Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. s.l.:s.n.
- Oliveira, J. T., Pereira, E. R. M., Antunes, M. T. & Monteiro, J. H., 1992. *Carta Geológica de Portugal, escala 1:500 000*. 5ª ed. Lisboa: INETI – Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação.
- Oliveira, S., 2006. *Caracterização de rochas brandas margosas in situ e dos respectivos aterros. Contribuição para a modelação do comportamento*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FCT/UNL. Lisboa: 198p.
- Ouhadi, V. R. & Athoughalandari, B., 2011. Geo-environmental behavior of marly soils, application for landfills and comparison to bentonite behaviour. *in*: *Geohydro 2011 Conference, Water and Earth: The Junction of Quaternary GeoScience and Hydrogeology*. Quebec City, Canada: 5p. [Online] Disponível em: [http://www.geohydro2011.ca/gh2011\\_user/cle\\_usb/pdf/doc-2080.pdf](http://www.geohydro2011.ca/gh2011_user/cle_usb/pdf/doc-2080.pdf) [Consultado em 12 Março 2014].
- Ouhadi, V. R. & Yong, R. N., 2001. The role and influence of clay fraction of marly soils on their geotechnical and geoenvironmental performance. *in*: R. Yong & H. Thomas, eds. *Geoenvironmental Engineering: Geoenvironmental Impact Management*. Great Britain: MGP Books, Bodmin, pp. 216-223.
- Pejon, O. J., Le Roux, A. & Guignard, D., 1997. Comportement à l'eau des roches argilo-marneuses, suivi du gonflement, importance de la minéralogie et des textures. *Bulletin de l'association internationale de géologie de l'ingénieur AIGI-IAEG*, Paris, Volume 55, pp. 105-119.
- Pejon, O. J., Le Roux, A. & Guignard, D., 1997. Comportement à l'eau des roches argilo-marneuses, suivi du gonflement, importance de la minéralogie et des textures. *Bulletin de l'association internationale de géologie de l'ingénieur*, Volume 55, pp. 105-119.
- Pettijohn, F. J., 1975. *Sedimentary Rock*. New York: Harper and Row.

- Pinho, A., 2003. *Rochas e maciços rochosos de baixa resistência*. Dissertação de Doutoramento em Geologia, Universidade de Évora. Évora: 9-24.
- Pinto, A., 2009. *Fundações por Microestacas e Jet Grouting*. Documentos de apoio às aulas de Estruturas de Edifícios de Betão Armado (DFAEEstr/IST). [Online] Disponível em: [http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/DFA\\_FundacoesMicroestacasJet%20%5BCompatibility%20Mode%5D.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/DFA_FundacoesMicroestacasJet%20%5BCompatibility%20Mode%5D.pdf) [Acedido em 10 Março 2014].
- Pinto, A., 2011. *Reforço de fundações*. Documentos de apoio às aulas de Reabilitação e Reforço de Estruturas (MEC/IST). [Online] Disponível em: [http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/RREst/Aulas\\_Apresentacoes/Aula\\_19\\_PLP\\_Reforco\\_de\\_fundacoes.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/RREst/Aulas_Apresentacoes/Aula_19_PLP_Reforco_de_fundacoes.pdf) [Acedido em 10 Março 2014].
- Pinto, A., Ferreira, S. & Barros, V., 2001. Underpinning solutions of historical constructions. *in: III International Seminar – Possibilities of numerical and experimental techniques – Structural Analysis of Historical Constructions*. Guimarães: Universidade do Minho, p. 1003–1012.
- Qahwash, A. A., 1989. Geotechnical properties of fine-grained calcareous sediments of engineering purposes. *Engineering Geology*, Volume 26, pp. 161-169.
- Reichardt, D. & Daily, W., 1998. Geophysical assessment of a thin walled cement-bentonite subsurface barrier - preliminary results. *in: Waste Management symposium – WM '98 - Technical Sessions*. Tucson, Arizona: s.n.
- Rodrigues, D., 2009. *Jet Grouting – Controlo de Qualidade em terrenos do Miocénico de Lisboa*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica, FCT/UNL. Lisboa: 131p.
- Rosas Construtores S.A., 2009. *Processos de ensaios (solos)*. s.l.:Relatório não publicado.
- Sadrekarami, J., Zejri, A. & Majidpour, H., 2006. Geotechnical features of Tabriz marl. *in: Proc. 10th IAEG International Congress*. Paper number 335. Nottingham, United Kingdom: The Geological Society of London, p. 9.
- Santos, C. & Santos Ferreira, A., 2012. Geotechnical aspects of the earthfill and soil improvement techniques implemented in an area of an industrial plant near Coimbra (Portugal). *in: B. Indraratna, C. Rujikiatkamjorn & J. S. Vinod, eds. Proc. ICGI 2012 - International Conference on Ground Improvement and Ground Control*. Wollongong, Austrália: Research Publishing Services, pp. 1703-1708.
- Santos, C., Santos-Ferreira, A. & Silva, A., 2013a. Jet grouting horizontal slab for reinforcement of the foundations of two cylindrical tanks. *in: P. D. Long, ed. 2nd International Conference on Geotechnics for Sustainable Development - Geotec Hanoi 2013*. Hanoi, Vietnam: Construction Publishing House, pp. 457-467.
- Santos, C., Silva, A. & Santos-Ferreira, A., 2013b. Jet grouting underpinning of a building on a marl embankment platform. *in: P. D. Long, ed. 2nd International Conference on Geotechnics for Sustainable Development - Geotec Hanoi 2013*. Hanoi, Vietnam: Construction Publishing House, pp. 451-456.
- Santos, P., 2009. *Análise do comportamento de um aterro construído com material evolutivo compactado*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, IST. Lisboa: 103p.

- Saudi Arabian American Oil Company, ARAMCO, 1978. *Recommended practice for design and control of flexible pavements and asphaltic materials*. Saudi Arabia: AER-1861, EPI 71-56.
- Schaefer, V. et al., 2012. Ground Improvement in the 21st Century: A Comprehensive Web-Based Information System. *in*: K. Rollins & D. Zekkos, eds. *Geotechnical Engineering State of the Art and Practice: Keynote Lectures from GeoCongress 2012*. Geotechnical Special Publication 226, Oakland: ASCE, pp. 272-293.
- Sêco e Pinto, P., 2007. Ground improvement by addition of elements. *in*: *Workshop on Ground Improvement Techniques (ISSMGE Touring Lecture Programme)*. Sri Lanka: ISSMGE & SLGS, pp. 19-46.
- Shen, S. L., Wang, Z. F., Horpibulsuk, S. & Kim, Y. H., 2013. Jet grouting with a newly developed technology: The Twin-Jet method. *Engineering Geology*, Volume 152, p. 87-95.
- Shinsaka, T. & Yamazaki, J., 2013. Development of high-speed type of jet grouting method. *in*: P. D. Long, ed. *Proc. 2nd International Conference on Geotechnics for Sustainable Development - Geotec Hanoi 2013*. Hanoi, Vietnam: Construction Publishing House, pp. 425-432.
- Silva, A., 2013. *Material apoio à unidade curricular Melhoria de Terrenos*. FCT-UNL. Monte de Caparica: Documento não impresso.
- Sowers, G. B. & Sowers, G. F., 1979. *Introductory soil mechanics and foundations*. 4ª ed. New York: McMillan Publishing Co., Inc.
- Subtil, A., 2003?. *Jet grouting e geogrelhas nas fundações do Alverca Park. Ensaio de carga em colunas de jet grouting*. Relatório de estágio, FCT/UNL. Lisboa: s.n.
- Terashi, M. & Juran, I., 2000. Ground Improvement - State of the Art. *in*: *Proc. of GeoEng2000, Volume 1: Invited Papers*. Melbourne, Australia: Technomic Publishing Company, Inc., Lancaster, PA, pp. 461-519.
- Terzaghi, K. & Peck, R. B., 1967. *Soil mechanics in engineering practice*. 2nd ed. New York: John Wiley and Sons, Inc.
- Tinoco, J., 2012. *Application of Data Mining Techniques to Jet Grouting Columns Design*. Doctoral Thesis on Civil Engineering, Universidade do Minho. Braga: pp. 47-81.
- Topolnicki, M., 2004. In situ soil mixing. *in*: M. P. Moseley & K. Kirsch, eds. *Ground Improvement*. London: Spon Press, pp. 331-428.
- USDA, 1990. *Engineering Field Handbook*. Chapter 4 - Elementary Soil Engineering. Natural Resources Conservation Services: 50p.
- Van der Stoel, A., 2001. *Grouting for pile foundation improvement*. Doctoral Thesis on Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, Holanda: 333p.
- Wang, J., Oh, B., Lim, S. & Kumar, G., 1999. Effect of different jet-grouting installations on neighboring structures. *in*: *Proc. 5th Int. Conference Symp. on Field Measurements in Geomechanics*. Rotterdam: Department of Civil Engineering, National University of Singapore, pp. 511-516.

- Wang, Z., Shen, S., Ho, C. & Kim, Y., 2013. Jet Grouting Practice: an Overview. *in: Proc. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*. s.l.:s.n., pp. 88-96.
- Wong, L. & Hwang, R., 1997a. Evaluation of jet grouting by in-situ tests. *in: Proc. International Conference on Ground Improvement Techniques*. Macau: s.n., pp. 641-647. [Online] Disponível em: <http://www.maa.com.tw/common/publications/1995/1995-042.pdf> [Acedido em 21 Julho 2014].
- Wong, L., Ju, D. & Wu, P., 1997b. Control of ground movements caused by jet grouting. *in: Proc. International Conference on Ground Improvement Techniques*. Macau: s.n., pp. 649-656.
- Xanthakos, P., Abramson, L. & Bruce, D., 1994. *Ground Control and Improvement*. USA: John Wiley & Sons.
- YBM, 2011. *Jet grout*. [Online] Disponível em: <http://www.ybm.jp/newtech/Jet-Grouting/jetgrout.htm>. [Acedido em 14 Agosto 2014].